FRIEDRICH

KULTURTECHNISCHER WASSERBAU

Zweite Auflage

Erster Band

VERLAG VON PAUL PAREY IN BERLIN.

Kulturtechnischer Wasserbau.

Handbuch

für

Studierende und Praktiker

von

Adolf Friedrich,

k. k. Hofrat, o. ö. Professor an der k. k. Hochschule für Bodenkultur in Wien.

Zweite, umgearbeitete und erweiterte Auflage.



Erster Band.

BERLIN.

VERLAGSBUCHHANDLUNG PAUL PAREY.

Verlag für Landwirtschaft, Gartenbau und Forstwesen.

SW., Hedemannstrasse 10.

1907.

Kulturtechnischer Wasserbau.

Erster Band.

Allgemeine Bodenmeliorationslehre. — Hydrometrie. — Erdbau. — Boden-Entwässerung. Boden-Bewässerung. — Ausgeführte Anlagen.



Mit 488 Textabbildungen und 22 Tafeln.

BERLIN.
VERLAGSBUCHHANDLUNG PAUL PAREY.
Verlag für Landwirtschaft, Gartenbau und Forstwesen.
SW., Hedemannstrasse 10.
1907.

Vorwort zur ersten Auflage.

Kein Gebiet der Technik ist so wenig fest und übereinstimmend umgrenzt wie die Kulturtechnik, welche man auch als landwirtschaftlichen oder kulturtechnischen Wasserbau, bezw. als Bodenmeliorationslehre bezeichnet. Das gelangt nicht nur in der Literatur, sondern auch im Lehrstoff der Lehrkanzeln an den verschiedenen Hochschulen zum Ausdruck.

Im allgemeinen wird die Bodenmeliorationslehre, der kulturtechnische Wasserbau, alle jene hydrotechnischen Arbeiten umfassen, welche die Hebung der Bodenkultur zum direkten Zweck haben, oder bei deren Durchführung indirekt eine Verbesserung (Melioration) der Bodenproduktionsfähigkeit mit angestrebt wird.

Von diesem allgemeinen Standpunkte aus betrachtet würden daher auch die Korrektionen (Regulierungen) größerer Flüsse insoweit in das Gebiet der Kulturtechnik fallen, als bei der Durchführung solcher Bauten nicht die Schiffbarkeit, sondern lediglich der Schutz gegen schädliche Überschwemmungen und Uferanbruch, sowie eine natürliche Entwässerung der angrenzenden Grundstücke angestrebt wird.

In das Gebiet der Kulturtechnik gehören weiter alle jene speziellen Arbeiten, welche die künstliche Entwässerung und Bewässerung einzelner Grundstücke sowie ganzer Ländereien bezwecken. Hierher wird auch der Bau von Gebirgsreservoiren (Stauweiher) zwecks Verminderung der Hochfluten der Flüsse oder behufs Aufstauung des Wassers für Bewässerungs- und städtische Wasserversorgungszwecke zu rechnen sein, desgleichen die Schutzbauten, Aufforstungen kahler Berglehnen und die Verbauung der Wildbäche in dem Quellgebiete. Zu den Aufgaben des Kulturingenieurs werden endlich noch die Entwässerung und Bewässerung (Kanalisation und Wasserversorgung) kleinerer Städte und Ortschaften, sowie die Reinigung der Abwässer der Städte sowie einzelner Gewerbe- und Industrieanlagen zu zählen sein.

Früher pflegte man den Umfang der Arbeiten des Kulturtechnikers nur auf die eigentliche Bewässerung und Entwässerung (Wiesenbau und Drainage) der Grundstücke zu beschränken. Diese Beschränkung hatte ihren Grund in dem früheren Mangel an akademisch gebildeten Kulturingenieuren, welcher aber durch die Schaffung von Hochschulen für Bodenkultur behoben ist.

Der Wirkungskreis des Kulturingenieurs kann entweder ein amtlicher oder ein privater sein, und dementsprechend gilt seine Tätigkeit den Landesmeliorationen oder Privatmeliorationen. Die ersteren umfassen alle im öffent-

lichen Interesse gelegenen Bodenmeliorationen, deren Durchführung immer im Wege eines Landesgesetzes geregelt wird und bei welchen die Baukosten entweder ganz oder zum größten Teil aus öffentlichen Mitteln gedeckt werden. Bauherr ist in einem solchen Falle der Staat oder das Land oder beide, welche den Bau entweder gänzlich auf eigene Kosten oder unter teilweiser finanzieller Heranziehung der von diesen Bodenmeliorationen unmittelbar nutzenziehenden Privatinteressenten durchführen. Solche Landesmeliorationen sind beispielsweise größere Flußregulierungen, Wildbachverbauungen, Reservoiranlagen, erstrecken sich gewöhnlich über mehrere Gemeinden und umfassen die verschiedensten Kategorien von Grundbesitzen (Groß- und Kleingrundbesitz).

Die Privatmeliorationen zerfallen in genossenschaftliche Unternehmungen und in private Bauten im engeren Sinne des Wortes.

Die genossenschaftlichen Bodenmeliorationsanlagen erstrecken sich über eine oder mehrere Gemeinden, mindestens jedoch über mehreren Grundbesitzern gehörige Parzellen, und ist die Durchführung derselben zum Teil im öffentlichen, zum Teil in privatem Interesse gelegen.

Solchen behördlich genehmigten Genossenschaften werden oft gewisse Zwangsbefugnisse gegen widerstrebende Minoritäten durch das Wasserrechtsgesetz eingeräumt.

Private Bauten werden immer ohne jede Unterstützung aus öffentlichen Mitteln von einem einzelnen Grundbesitzer ausgeführt und ist deren Durchführung lediglich im Interesse desselben gelegen. Dies vorausgeschickt, skizziere ich nun Zweck und Inhalt des vorliegenden Handbuches.

Trotz des weitgehendsten Entgegenkommens meines Verlegers, des Herrn Dr. Parey, für das ich hiermit den verbindlichsten Dank ausspreche, mußte ich in Ansehung des Zweckes für den in der Praxis stehenden Kulturingenieur ein handliches, übersichtliches Kompendium des kulturtechnischen Wasserbaues, für die Studierenden ein leicht faßliches, kurzgefaßtes Lehrbuch zu schreiben bestrebt sein, mich in bezug auf den Inhalt, soweit tunlich, insbesondere in dem allgemeinen Teile beschränken.

Indem ich die Kenntnis der grundlegenden Wissenschaften einerseits als vorhanden, andererseits als nicht in den Rahmen dieses Handbuches gehörend ansehen mußte, haben die Regulierung von Wasserläufen, Wildbachverbauung, Stauanlagen etc. keine Aufnahme gefunden, um so mehr als in dieser Richtung die Literatur viele gediegene Spezialwerke aufweist.

In weiterer Erwägung des Umstandes, daß manche der im vorliegenden Handbuche enthaltenen Kapitel, z. B. über Stauweiheranlagen, kleine Wasserversorgungen etc., in den bisher erschienenen kulturtechnischen Werken keiner oder nur untergeordneter Beachtung unterzogen wurden, habe ich diese Kapitel einer mit Bezug auf den im Auge habenden Zweck detaillierteren Bearbeitung unterzogen.

Insbesondere war ich, gestützt auf die Erfahrungen meiner eigenen 24jährigen Baupraxis, im Interesse der Praktiker auch bestrebt, dem Text möglichst viele, der Praxis entnommene Illustrationen (welche bis auf ca. 100

sämtlich neu gezeichnet wurden) und auf zahlreichen Tafeln Typen von ausgeführten Projekten beizugeben. Hingegen mußte in Ansehung des Zweckes vorliegenden Handbuches von einer wissenschaftlichen Ableitung der Formeln zumeist abgesehen werden und konnte nur die praktische Anwendung derselben Aufnahme finden; in diesem Sinne wolle man auch das Werk beurteilen.

Vorschläge zur Verbesserung und Bereicherung des Werkes in Text oder Abbildungen, aus akademischen Kreisen oder von Praktikern stammend, werden dankend entgegengenommen und denselben bei späteren Auflagen gerne Rechnung getragen werden.

Wien, im Februar 1897.

Der Verfasser.

Vorwort zur zweiten Auflage.

Der Zeitraum, welcher seit dem Erscheinen dieses Werkes verflossen ist, brachte auf dem Literaturgebiete des kulturtechnischen Wasserbaues mancherlei Neuerungen, welche in der nunmehrigen Neuauflage Berücksichtigung finden mußten. Insbesondere aber waren es die während dieser Zeitepoche gelegentlich meiner alljährlichen Studienreisen in das Ausland und bei den eigenen Bauoberleitungen gewonnenen Erfahrungen, ferner die Resultate der selbst vorgenommenen Versuche und Studien, welche eine vollständige Umarbeitung und wesentliche Vermehrung der zweiten Auflage notwendig machten.

Andererseits habe ich einige Entwürfe von Genossenschaftsstatuten und Gesuchsformulare nicht mehr aufgenommen, nachdem infolge der einstweilen erfolgten Organisierung des öffentlichen kulturtechnischen Dienstes in den meisten Ländern die Notwendigkeit einer bezüglichen Information nicht mehr vorliegt.

Die bedeutende Vermehrung des Stoffes bedingte auch die Teilung des Handbuches in zwei Bände, wobei gleichzeitig auch dem verschiedenen Umfange des Bedürfnisses des Landwirtes wie des Kulturingenieurs Rechnung getragen wurde. Der erste Band umfaßt die allgemeine Bodenmeliorationslehre einschließlich Hydrometrie, den Erdbau, die Entwässerung und Bewässerung des Kulturbodens, endlich als Anhang: ausgeführte Anlagen. Der zweite Band wird enthalten die Wasserversorgung und Kanalisation der Ortschaften, die Stauweiheranlagen, die Reinigung und landwirtschaftliche Verwertung der Abfallwässer, sowie als Anhang: ausgeführte Anlagen.

Mit Rücksicht auf den Umstand, daß nicht nur in Österreich, sondern auch in Frankreich und Italien die Kubik- und Flächeneinheitsbezeichnung gleich der mathematischen 2. und 3. Potenz durch Beisetzung des Potenz-

exponenten erfolgt, habe ich in der neuen Auflage auch die Bezeichnung m^2 und m^3 statt qm und cbm eingeführt. Weiter mußte leider auch der neuen „Rechtschreibung“ Rechnung getragen werden. Andererseits wurde aber die auf Grund eines Wunsches des verstorbenen Verlegers Herrn Dr. Parey früher akzeptierte Frakturschrift durch die bei wissenschaftlichen Werken allgemein übliche Antiquaschrift ersetzt.

Tafeln und Textfiguren erfuhren ebenfalls eine wesentliche Vermehrung. Einem der Verlagsbuchhandlung gegenüber ausdrücklich geäußerten Wunsche entsprechend gebe ich bekannt, daß die 136 alten Textfiguren No. 22, 26, 31, 32, 38, 42—45, 67—69, 71—74, 94, 97, 236—240, 242, 243, 245—250, 253—262, 268, 271, 272, 274—283, 286, 298—301, 304, 305, 314—326, 328, 330, 332, 337—339, 348—350, 359—363, 377, 382—391, 395—406, 410, 411, 413—418, 422, 424—430, 436—442, 444, 446—454, 456 und 457 aus anderen Werken der Verlagsbuchhandlung stammen. Die anderen 352 Textfiguren des ersten Bandes, sowie die meisten Figuren des zweiten Bandes sind zum größten Teil von mir selbst gezeichnet und nebst sämtlichen Tafeln der Verlagsbuchhandlung beigestellt worden.

Indem ich den ersten Band der neuen Auflage, welchem Anfang 1907 der zweite folgen wird, als Handbuch den studierenden und in der Baupraxis stehenden Ingenieuren übergebe, kann ich diese Gelegenheit nicht vorübergehen lassen, ohne auch diesmal der Verlagsbuchhandlung im allgemeinen, dem derzeitigen Inhaber Herrn Arthur Georgi im speziellen für die gediegene Ausstattung besten Dank zu sagen.

Wien, im Oktober 1906.

A. Friedrich.

Inhalt.

II. Der Erdbau.

III. Die Bodenentwässerung.

B. Spezielle Methoden für die Entwässerung der Grundstücke.

Anhang.

V. Ausgeführte Entwässerungs- und Bewässerungsanlagen.

Einleitung.

Die ungleichförmige Verteilung der auf den Erdboden gelangenden Niederschlagsmengen innerhalb kleinerer und größerer Zeitperioden wurden insbesondere in landwirtschaftlicher Richtung von jeher auf das unangenehmste empfunden. Der zeitweise eintretende Wassermangel, wie andererseits ein allzu großer Wasserüberschuß machte sich in den verschiedenen Ländern besonders für die landwirtschaftliche Bevölkerung auf das empfindlichste fühlbar, und war man schon im Altertum bestrebt, diesen Übelständen durch Einführung einer geregelteren Wasserwirtschaft mehr oder weniger wirksam zu begegnen, indem man dort, wo das für die Vegetation notwendige Wasser fehlte, den Ländereien dasselbe künstlich zuführte und andererseits versumpfte Landstriche durch Ableiten des überschüssigen schädlichen Wassers trocken zu legen suchte.

Diese und andere Aufgaben der heutigen modernen Kulturtechnik waren also schon den Völkern des Altertumes bekannt und erhellt die hohe Bedeutung der Kulturtechnik aus dem hervorragenden Einflusse, welchen dieser Zweig der Wasserbautechnik auf die Kulturentwicklung der Völker schon im frühesten Altertume genommen hat.

Zur Illustration dieser Tatsache soll daher vor Eingehen in die Behandlung des eigentlichen Gegenstandes in nachfolgendem der Umfang der kulturtechnischen Arbeiten der Völker des Altertumes kurz skizziert werden.

Die Frage, wann und wohin wir den Ausgangspunkt hervorragender kulturtechnischer Arbeiten im Altertume zu verlegen haben, ist natürlich mit Sicherheit nicht zu beantworten. Neuere Forschungen haben ergeben, daß diese Zeitperiode ca. 4500 Jahre vor Christi Geburt zurückreicht und dieser Kulturherd in **Zentralasien** zu suchen sein dürfte, in welchem Zeitpunkte in Babylonien, insbesondere in Sumir (Südassyrien) bereits eine hochentwickelte Bodenkultur sich nachweisen läßt. Nach Hommel (Geschichte Babyloniens und Assyriens) können die der mongolischen Rasse angehörigen Sumerier als das älteste Kulturvolk angesehen werden.

Asien und Afrika.

Das Bedürfnis der Durchführung künstlicher Bewässerungen wurde in erster Linie im allgemeinen in den heißen südlichen Ländern fühlbar, in welchen der oft eintretende Mangel an ausreichenden meteorischen Niederschlägen die Menschen auf den Gedanken brachte, das Wasser der Flüsse zur künstlichen Bewässerung ihrer Grundstücke und ihrer Ansiedlungen heranzuziehen oder,

wo dasselbe in den geeigneten Zeitperioden nicht ausreichte, das abfließende Regenwasser in geeigneten natürlichen Mulden oder in künstlich errichteten Staubassins aufzuspeichern, in der Zeit des Überflusses zu sammeln, um es später bei Regenmangel sodann der nutzbringenden Verwendung zuzuführen.

In den Fällen, wo infolge zu tiefer Lage des Wasserspiegels der Flüsse gegenüber dem Kulturlande das zur Irrigation bestimmte Wasser durch natürliches Gefälle nicht aufgeleitet werden konnte, wurde zu dem Mittel einer künstlichen Hebung des Wassers geschritten.

Solche Wasserhebewerke in Form von Schöpfrädern, aus Bambusrohr hergestellt, haben sich in China in ihrer ursprünglichen Gestalt bis heute erhalten.

Die Bewässerung der Ländereien selbst geschah im Altertume zumeist durch das System der Überstauung, seltener durch jenes der Berieselung.

Andererseits trat aber auch in den sumpfigen, den häufigen Überschwemmungen ausgesetzten Talniederungen der großen Flüsse, des Euphrat und Tigris, das Bedürfnis einer künstlichen Entwässerung hervor, durch welche weit ausgedehnte Ländereien einer gedeihlichen Kultur zugeführt wurden.

Diese Entwässerungsarbeiten bestanden einerseits darin, daß man durch Anlage von großen Dämmen sich gegen die Gefahr der Überschwemmungen zu schützen suchte, andererseits für die gründliche zeitgemäße Ableitung des überschüssigen Wassers durch den Bau neuer Gerinne, großer Entwässerungskanäle oder durch die Regulierung der bestehenden Talgerinne, der Flüsse Sorge trug.

Schon die alten chaldäischen Könige erkannten die hohe volkswirtschaftliche Bedeutung rationeller Bewässerungsanlagen und zählten die auf dem Gebiete der Kulturtechnik durchgeführten großen Bauten zu ihren hervorragendsten Verdiensten, welche sie der Nachwelt in Form von Inschriften bekannt gegeben haben.

Außer den früher erwähnten Entwässerungen mittels offener Gräben finden wir jedoch in Babylonien auch die ersten Drainageanlagen vor.

Diese bereits vor der Regierung des nordbabylonischen Königs Chammuragas, also mehr wie 2000 Jahre v. Chr. gebauten Drainagen mit gelochten Tonröhren dienten wohl zumeist nur zur Entwässerung der Grabhügel behufs Trockenhaltung der in den Grabgewölben placierten Tonsärge.

Gleichzeitig mit Babylonien und Assyrien dürften den Forschungen gemäß auch die Anfänge der Kulturanlagen **Ägyptens** bis ca. 4500 v. Chr. zurückreichen.

Die ungenügenden und ungünstig verteilten Niederschläge bedingten die Notwendigkeit der rationellen Ausnutzung des Nilwassers für die künstliche Bewässerung, wodurch allein ein geregelter und in seinem Ertrage gesicherter Anbau und jener glänzende Erfolg der ägyptischen Landwirtschaft ermöglicht wurde, wie solcher aus der ältesten Geschichte dieses Landes bekannt ist.

Die eigentümlichen Abflußverhältnisse des Nilflusses, sein allmähliches und ziemlich regelmäßiges Steigen zwischen Juni und Oktober und sein Fallen von Oktober bis Mai, sowie die bedeutenden Ablagerungen des sehr dungreichen Nilschlammes begünstigten die Durchführung einer rationellen Wasserwirtschaft.

Wenn einerseits bei dem durch die periodischen Regenfälle veranlaßten Anschwellen des Nils die Ländereien natürlich überschwemmt und dadurch bewässert wurden, so mußten andererseits Anlagen geschaffen werden, welche auch in der Periode der Niederwasserstände des Flusses eine künstliche Bewässerung dadurch ermöglichten, daß das Wasser in großen Reservoiren zur Zeit des Überflusses aufgespeichert und dann in der trockenen Zeit durch Kanäle den Ländereien direkt zugeführt wurde oder aber durch Schöpfwerke in dieselben erst gehoben werden mußte. Diese Kanäle dienten gleichzeitig nach Aufhören der Nilexundationen auch als Entwässerungsgräben.

Unter diesen Kanälen, welche durch Schleusen absperrbar waren, nahm der uralte, 420 km lange Josefskanal den hervorragendsten Platz ein, welcher, 5 m über Niederwasser am östlichen Rande der Wüste gelegen, parallel zum Nilstrome sich hinziehend, den fruchtbarsten Teil Mittelägyptens in der trockenen Zeit mit Wasser versorgte.

Unter den zur Aufspeicherung des Wassers dienenden Becken muß insbesondere der uralte, ehemals bestandene Mörissee hervorgehoben werden.

Auch durch Talsperren künstlich hergestellte Stauweiher finden wir, aus dem Altertume stammend, in Ägypten vor. Die Reste eines solchen Stauwerkes liegen im Tale Nadi Gerrani bei Kairo, welches als Sammelreservoir benutzt worden sein dürfte.

Ebenso finden wir Überreste mächtiger Steindämme, welche als Talsperren zur Zurückhaltung des Geschiebes dienten, also die ersten Verbauungen der Wildbäche repräsentieren.

Mit Kambyses begann die Vernachlässigung der großartigen Bewässerungsanlagen Ägyptens und damit deren Verfall.

Auch in **China** reichen die Anfänge der Bodenmeliorationen weit zurück. Nachgewiesen erscheint die Anlegung künstlicher Bewässerungskanäle etc. aus der Regierungszeit des Kaisers Yü (2205—2198 v. Chr.), doch dürfte die bauliche Durchführung der verschiedenen angeführten Meliorationsarbeiten nach Ansicht v. Richthofens in eine viel frühere Zeit zurückverlegt werden.

Die klimatischen Verhältnisse **Indiens,** deren Extreme noch viel mehr hervortreten wie in den früher erwähnten Ländergebieten, zwangen die Bevölkerung zur Durchführung hervorragender kulturtechnischer Bauwerke, deren Benutzung zur künstlichen Bewässerung Indien seit den ältesten Zeiten seine Blüte zu verdanken hat.

Die Regenzeit ist in Indien auf die vier Monate Juni bis September konzentriert; während der übrigen Zeit, also innerhalb der acht Monate Oktober bis Mai, fällt nahezu gar kein Regen.

Diese abnormal ungleiche Verteilung der Niederschläge führte zur Notwendigkeit der Durchführung von künstlichen Sammelbecken — Stauweiher —, durch welche ein Ausgleich zwischen Regen- und Abflußmenge in einer der Landwirtschaft ersprießlichen Weise hergestellt wurde.

Die Wasserwirtschaft Indiens ist daher insbesondere charakterisiert durch das Vorhandensein einer kolossalen Anzahl von künstlichen Teichen und größeren Stauweihern.

Diese Sammelbecken, allgemein Tanks genannt, welche meistens zur Bewässerung der ausgedehnten Reisfelder benutzt werden, können entweder durch Erdaushub hergestellt oder durch Talsperren gebildet sein.

Die Provinz Madras allein zählt gegen 50000 solcher Reservoire mit den verschiedensten Fassungsräumen. Unter den antiken Bauten, welche heute noch zur Bewässerung benutzt werden, ist bezüglich seiner hervorragenden Größe das Reservoir von Chembrambankum hervorzuheben. Dieser 23 km von der Stadt Madras gelegene, einen Fassungsraum von 60 Mill. Kubikmeter besitzende Stauweiher wird durch einen 5 km langen und bis 8 m hohen Erddamm gebildet, durch welchen 10 Ablässe zur Speisung der Bewässerungskanäle (Zubringer) gehen. Als Entlastung des Staubeckens bei vollständiger Füllung wurden 6 Überfälle angeordnet. Das Reservoir diente früher zur Bewässerung von 4000 ha Reisfelder und wurde später durch englische Ingenieure auf 77 Mill. Kubikmeter Fassungsraum erhöht.

Die antiken kulturtechnischen Bauten Indiens dürften bis 1000 Jahre v. Chr. zurückdatiert werden.

Welch großen Einfluß der Bestand und Verfall von kulturtechnischen Anlagen auf die Blüte der Kultur und den Niedergang ganzer Reiche im Altertume genommen hat, können wir aus der Geschichte des einst mächtigen sabäischen Reiches, dessen Hauptstadt Mareb in **Südarabien** war, ersehen. Wie aus einer, wenn auch orientalisch überschwenglichen Schilderung entnommen werden kann, verdankte dieses Land die große Fruchtbarkeit in erster Linie der künstlichen Bewässerung, welche der Hauptsache nach durch die in dem künstlichen Staubecken von Mareb aufgespeicherten Wassermengen ermöglicht wurde.

Auch **Kleinasien** weist sehr zahlreiche Überreste der einstigen, dem assyrischen, persischen, griechischen und römischen Einflusse zu verdankenden Kulturarbeiten auf hydro-technischem Gebiete auf.

Die Möglichkeit einer künstlichen Bewässerung war in einzelnen Gebieten von Natur aus reichlich gegeben, andererseits mußte sie erst geschaffen werden durch künstliche Hebung mittels Schöpfrädern oder aus mitunter sehr tiefen Brunnen oder durch Sammlung in künstlich hergestellten Zisternen oder Stauweihern, endlich durch künstlich angelegte Ablaßvorrichtungen und Kanäle aus natürlichen Wasserbecken (Seen).

Europa.

In Europa wurde zuerst **Griechenland** der hochentwickelten Kultur Babyloniens und Ägyptens teilhaftig. Im Gegensatze zu den bisher in den anderen Ländern dominierenden Bewässerungsarbeiten gab in Griechenland das oft im Übermaße vorhandene Wasser den Anstoß zur Durchführung bedeutender Entwässerungsarbeiten. Die größte dieser antiken Entwässerungsarbeiten bildet die Trockenlegung des Kopaisseebeckens in Böotien. Strabo berichtet, daß durch das Steigen der Gewässer des Kopaissees mehrere Städte, darunter Athen, Arne, Midea und Eleusis, zerstört wurden und auch das alte Orchomenos hier seinen Untergang fand. Er weist darauf

hin, daß dieser See keinerlei Abfluß besessen habe außer den unterirdischen Eingängen, in welchen der Kephissos einfloß. Die Eingänge dieser natürlichen unterirdischen Abflußhöhlen, die Saugschlünde — Katabothren genannt — wurden durch die Anschwemmungen oder Erdbeben oft verstopft. Unter Alexander dem Großen wurde durch den Ingenieur Krates die Bloßlegung dieser Kanäle begonnen und später durch die Absenkung des Wasserspiegels die Ruinen mehrerer Städte bloßgelegt. Außer der Reinigung der natürlichen unterirdischen Abzugskanäle wurden auch zwei künstliche Abzugsstollen (Emissäre) durch die Felsen vorgetrieben.

Wir sehen also jenes System der Entwässerung, wie solches in neuester Zeit auch in den österreichischen Karstländern (Krain, Bosnien und Herzegowina) zur Anwendung gebracht wird, bereits im Altertum vertreten.

Die Bewässerungen des alten Griechenlands, wie solche z. B. bei Athen mit dem Flußwassers des Kephissos (gemischt mit dem Kloakenwasser der Stadt) durchgeführt wurden, sind nicht so bedeutend, um hier speziell hervorgehoben zu werden.

Gleichwie Griechenland ist auch das **antike Italien** (römisches Reich) gerade auf dem Gebiete der Kulturtechnik nicht in dem Maße hervorragend vertreten, wie dies bei den früher besprochenen Völkern Asiens und Afrikas der Fall war, und sind es hier ebenfalls hauptsächlich Entwässerungsarbeiten, welche, wenn auch nicht durch ihre Anzahl, so durch bedeutenden Umfang und technische Leistung hervorragen. Die ältesten der hierher gehörigen Wasserbauten werden den Etruskern zugeschrieben, welchem Beispiele die Römer folgten.

Als das älteste Entwässerungswerk der Römer ist die Ablassung des Albanersees (396 v. Chr.) mittels eines Stollens (Emissärs) anzusehen, welcher ursprünglich mit Zuhilfenahme kriegsgefangener Etrusker durchgeführt worden sein dürfte.

100 Jahre später (289 v. Chr.) folgt die Tieferlegung des Velinussees im Lande der Sabiner. Daran schlossen sich die Drainierungsarbeiten in den pontinischen Sümpfen in Latium.

Hauptzweck der Entwässerung der römischen Campagna war wohl die Verbesserung der sanitären Verhältnisse, die Behebung der Bedingungen für die Entstehung der Malaria, nebstdem natürlich auch die Ermöglichung der Kultivierung dieser Ländereien, sowie die Benutzung des gewonnenen Wassers als Nutzwasser.

Die Entwässerungsanlagen bestanden zumeist aus einem ausgedehnten, dichten Netze von unterirdischen, schliefbaren Kanälen (Cuniculi), welche durch Einsteigschächte mit der Erdoberfläche in Verbindung standen.

Auf dem Boden dieser Stollen fand man auch Reste uralter tönerner Drainageleitungen, welche aus konischen, ineinandergeschobenen, schwach gebrannten Tonröhren von 430 mm Lichtweite oder aus dachförmig aufgestellten Tonplatten bestanden.

Zensor Appius Claudius ließ durch die pontinischen Sümpfe die nach ihm benannte Straße via Appia und neben den Dämmen derselben den Hauptabzugskanal für die Drainageanlage führen.

Die Durchführung der umfangreichen Drainagen in den pontinischen Sümpfen wird dem Konsul Cethegus (160 v. Chr.) zugeschrieben, welche Anlagen jedoch später nicht mehr entsprechend funktionierten.

Unter Julius Cäsar (58—44 v. Chr.) machte sich die Notwendigkeit abermaliger Trockenlegungen wieder geltend, und wurden diese von ihm wieder in Angriff genommen und unter den römischen Kaisern Nerva und Trajanus (96—117 n. Chr.) fortgesetzt.

Als hervorragendstes Bauwerk auf dem Gebiete der See-Entwässerungen muß die Trockenlegung des Fucinersees in der Provinz Aquila hervorgehoben werden. Die ersten Versuche hierzu wurden von Julius Cäsar (58 bis 44 v. Chr.) unternommen, die eigentliche Arbeit, die Vortreibung eines Ableitungstunnels zwischen dem Fuciner- und Lirissee, jedoch erst unter den Kaisern Claudius (41—54 n. Chr.), Trajanus (98—117 n. Chr.) und Hadrianus (117—138 n. Chr.) — jedoch nicht vollständig — durchgeführt.

Dieses sonst genial gedachte, jedoch nicht rationell durchgeführte Projekt, welches einen Kostenaufwand von ca. 320 Mill. Kronen erfordert haben soll, erfüllte später durch allmähliche Verstopfung des Tunnels seinen Zweck nicht mehr; der Wasserspiegel stieg wieder auf seine alte Höhe.

So blieb der Zustand bis Friedrich II., welcher 1239 die Ausbesserung des Tunnels befahl, welche unvollständige Arbeiten jedoch den erwünschten Erfolg nicht hatten.

Erst unserem Jahrhundert war es vorbehalten, dieses größte römische Werk auf dem Gebiete der Entwässerungen seiner rationellen endgültigen Vollendung zuzuführen, und wurde der dem Fürsten Torlonia zu dankende großartige Bau des Emissärs in den Jahren 1854—1876 durchgeführt.

Schließlich sei noch die unter Kaiser Probus (276—282 n. Chr.) mit Hilfe seines Heeres durchgeführte Trockenlegung der Sümpfe von Sirmium (Pannonien) mittels offener Kanäle erwähnt, bei deren Bau der Kaiser durch seine Soldaten ermordet wurde.

Gleichwie die Entwässerung und Bewässerung der Ländereien begründeten auch hervorragende Bauten auf dem Gebiete der Wasserversorgung und Kanalisation der Städte, welche im zweiten Bande dieses Handbuches näher besprochen werden sollen, den Ruhm der antiken Wasserbaukunst.

Aus diesen in großen Zügen geschilderten Bauten der Kulturtechnik des Altertums ersehen wir, daß schon in jenen Zeiten die Menschen es verstanden haben, sich den jeweiligen lokalen Landesverhältnissen anpassend, eine tunlichst geregelte Wasserwirtschaft einzuführen, sich der Vorteile dieses Elementes so weit als möglich zu bedienen und die Nachteile desselben innerhalb der Grenzen menschlicher Machtmittel fernzuhalten oder selbige zu beseitigen.

Wir sehen aber auch, daß die alten Völker sich bereits aller jener Hilfsmittel der Wasserbautechnik nach Maßgabe der Lokalverhältnisse, wenn auch nicht immer in rationeller Weise, bedienten, über welche die moderne Kulturtechnik verfügt. Insbesondere waren die Arten der Verteilung des Wassers auf den Grundstücken nur primitive und Kunstbaubewässerungen nicht bekannt.

I. Allgemeine Bodenmeliorationslehre.

Bodenmelioration, Amelioration, Bonifikation

bedeutet im allgemeinen die Erzielung einer bleibenden oder bis zu einer gewissen Grenze stetig steigernden Bodenertrags-Erhöhung.

Betreffen diese Bodenverbesserungen unkultiviertes Land, dann heißen dieselben Urbarmachung — welche Arbeiten spezifisch landwirtschaftlicher Natur nicht in das Gebiet der Kulturtechnik gehören; dasselbe gilt auch von den mit mehr vorübergehender Wirkung begleiteten Bodenverbesserungen durch Kunstdüngung und Bodenbewirtschaftung, Tiefkultur, Erdmischungen, Bodenplanierung, etc.

Gegenstand der weiteren Besprechung sollen in erster Linie jene Meliorationen bilden, welche entweder sofort oder bald nach ihrer Durchführung einen Reinertrag abwerfen, oder aber jene Anlagen betreffen, deren Rentabilität bei Annahme der üblichen Amortisationsfrist und des üblichen Zinsfußes gesichert erscheinen.

Aus diesem Grunde sind auch die Aufgaben des Kulturingenieurs im großen Ganzen weit dankbarer als diejenigen des eigentlichen Hydrotekten.

Die Aufgabe der Bodenmelioration wäre auch anders dahin zu definieren, die durch irgend welche Umstände verursachte Störung in den das Pflanzenwachstum bedingenden Wechselwirkungen zwischen Erdboden, Wasser und Luft durch künstliche Mittel wieder aufzuheben, d. h. also die natürlichen Produktionsbedingungen des Bodens in einem solchen Falle dauernd zu verbessern.

Von diesem Standpunkte ausgehend, sollen somit im allgemeinen zuerst die Eigenschaften des Bodens, der Luft und des Wassers sowohl, wie ihre Wechselwirkungen zueinander hier kurz betrachtet werden; denn erst nach Kenntnis derselben wird man in die Lage gesetzt sein, in jedem einzelnen Falle sowohl die Notwendigkeit einer Melioration zu erkennen, als auch die besten und dabei billigsten Mittel zur Behebung der Übelstände angeben zu können.

So wie der tüchtige Arzt erst auf Grund einer richtigen Diagnose den Patienten richtig zu behandeln imstande ist, so darf auch der Kulturingenieur nicht schablonenmäßig arbeiten, sondern muß über die Ursache der Deteriorierung des Bodens und Wirkung der projektierten Arbeiten genau informiert sein, bevor er an die bauliche Durchführung seines Projektes schreitet.

A. Der Boden.

Im landwirtschaftlichen Sinne bildet der Boden, also der „Kulturboden“, die oberste Schichte, welche zumeist ein Produkt der jüngsten

(Alluvial-) Zeit, ein Produkt der Anschlämmung, Anwehung und Verwitterung der den Erdkörper bildenden Gesteinsmassen darstellt, von welchen die oberste fruchtbarste Schichte, soweit eine solche überhaupt vorhanden ist, und deren Stärke (Mächtigkeit) gewöhnlich ein Maximum von 30—50 cm erreicht, Humus oder Ackererde, ohne Rücksicht auf Fruchtbarkeit oder Sterilität, allgemein Erdkrume genannt wird.

Soweit der Boden, die Kulturschichte, vom Kulturingenieur in Betracht zu ziehen kommt, das ist normalmäßig auf eine Tiefe von $1^1/_2$—2 m, in sehr seltenen Fällen bis 4 m und darüber (Moorkulturen), kann diese Bodenschichte auch älteren Formationen, und zwar dem Diluvium und der Tertiärzeit angehören, unter Umständen zum größten Teile sogar nur aus vegetabilischen Stoffen bestehen (Moorböden, Torf); die Verwitterungs- oder angeschlämmten Teile selbst können natürlich allen Formationen entstammen.

Der unter der 30—50 cm mächtigen Erdkrume gelegene Teil des Bodens heißt Untergrund. Derselbe kann unter Umständen aus einer mehr oder minder mächtigen Schichte sedimentärer Bildungen oder Verwitterungsprodukte bestehen, die in größeren Tiefen auf Felsgrund auflagert; er kann jedoch auch unmittelbar aus Gestein bestehen, welch letzterer Fall für kulturtechnische Zwecke außer Betracht kommt, insoweit es nicht ganz weiche, in vollständiger Verwitterung begriffene Gesteinsarten betrifft.

Im allgemeinen können wir leichte und schwere Böden unterscheiden.

Leichte Böden sind jene lockeren Böden, welche der Bodenbearbeitung, also auch dem Eindringen der Luft, des Wassers und der Pflanzenwurzeln keinen wesentlichen Widerstand bieten.

Zu dieser Klasse werden, abgesehen von den Moorböden, die hier vorläufig außer Betracht bleiben, die Sandböden, die Kies- oder Geröllböden und die sandigen Lehmböden und lehmigen Sandböden gerechnet.

Schwere Böden setzen infolge innigen Aneinanderhaftens der einzelnen Teilchen sowohl der Bearbeitung als dem Eindringen der Pflanzenwurzeln, der Luft und des Wassers großen Widerstand entgegen, so zwar, daß in bezug auf das Wasser der Boden auch vollkommen wasserundurchlässig sein kann. Der Hauptrepräsentant dieser Böden ist der Letten- oder Tegelboden.

Zwischen beiden liegen die mittelschweren Böden, dessen Hauptvertreter der Lehm-, event. Lößboden ist.

Mit Berücksichtigung a) der mineralogischen Zusammensetzung kann der Boden als Verwitterungsprodukt verschiedener Gesteinsarten in Form von Staubteilchen, Sand, Grus, Kies, Gerölle, großem Geschiebe und Steintrümmern bestehen aus:

1. Quarz: Kieselsäure als Sand oder Kies, allen Einflüssen der Atmosphärilien Widerstand leistend.

2. Feldspat: verschiedene Doppelsalze, bestehend aus kieselsaurer Tonerde und kieselsaurem Kali, Kalk, Magnesia, Natron oder Baryum.

Die ziemlich leicht verwitterbaren Feldspate bilden dann als Zersetzungsprodukt den sogenannten Ton.

3. Hornblende (auch Augit); dieselbe ist ein tonerdehaltiges oder tonerdefreies Kalk-, Magnesia- und Eisensilikat — oder ein Kali- oder Natronsilikat.

4. Kalk (kohlensaurer Kalk).

5. Gips (schwefelsaurer Kalk).

6. Dolomit (kohlensaurer Kalk und Magnesia).

7. Glimmer (kieselsaure Tonerde mit Kali, Magnesia oder Lithion verbunden).

8. Phosphaten, als Phosphorit, Apatit etc. in Form von kleinen Stückchen, größeren Knollen oder als erdige Masse im Erdboden vorkommend.

Selten finden sich noch als Bestandteile des Bodens: Kaolin (Kieselsäure), Chloride (Kochsalz etc.), Nitrate (Salpeter), Oxyde (Eisenoxyd und Eisenoxydhydrat) etc.

b) Nach petrographischer Richtung hin haben wir zu unterscheiden:

1. Sandböden, Kies-, Geröllboden, wenn bloß aus Quarzsand bestehend, in welchem Falle der Boden unfruchtbar ist.

Dieser Boden ist sehr trocken, da er das Wasser rasch annimmt, jedoch ebenso rasch abgibt, also eine sehr geringe wasserhaltende Kraft besitzt. Durch die Möglichkeit des raschen Eindringens der Luft ist auch das rasche Austrocknen bedingt, jedoch strahlt der Sandboden die rasch aufgenommene Wärme langsam aus. Als Untergrund ist derselbe in nicht allzu regenarmen Gegenden sehr vorteilhaft, sobald durch denselben eine natürliche Entwässerung Platz greifen kann. Als Ackerkrume darf der reine Sand je nach den klimatischen Verhältnissen und der Art der Beimengung höchstens 60—90 % des Gesamtvolumens betragen, wenn er überhaupt noch produktionsfähig sein soll.

2. Tonboden. Derselbe vertritt die leichten, mittleren und schweren Böden, nachdem hierher der sandige Lehmboden, der Lehm- und der Lettenboden gehören. Ton im allgemeinen entsteht aus der Verwitterung aller tonerdehaltigen Mineralien, also zumeist aus den Feldspaten.

Als jüngstes alluviales Anschwemmungsprodukt heißt er Lehm; in seiner älteren diluvialen Form – ein Produkt der Anwehung — nennt man den Ton „Löß" infolge seines Sandgehaltes (meist abgerundete Quarzkörner), nicht plastisch wie Lehm, enthält stets kohlensauren Kalk und etwas Magnesia; die in vielen Fällen tertiäre marine Bildung eines fetten Tones, zumeist von graublauer, oft auch grüner oder roter Farbe, heißt „Tegel" (gewöhnlich blauer Tegel genannt). Als Lehmboden kann derselbe — durch geringeren oder größeren Sandgehalt bedingt — ein leichter (sandiger Lehmboden und lehmiger Sandboden), ein mittlerer (Lehmboden mit ca. 30—40 % Sandgehalt) oder endlich ein schwerer Boden sein (sogenannter Lettenboden, ein nur wenig Sand enthaltender, fetter, wasserundurchlässiger Ton, der zumeist das gleiche Aussehen wie der Tegel besitzt, daher sehr häufig mit diesem verwechselt wird). Der tertiäre Tegel kann durch seine charakteristischen Fossilien als solcher von dem Letten unterschieden werden und ist marinen Ursprunges, während der Letten eine Süßwasserbildung ist und keine größere Mächtigkeit aufweist, während die Tegelschichten oft Hunderte von Metern mächtig sind, welchem Umstande beispielsweise bei Bohrungen nach Tiefwasser Rechnung getragen werden muß.

Der Tonboden im allgemeinen zieht stark Wasser an (ist hygroskopisch), hat ein großes Absorbierungsvermögen und trocknet sehr langsam aus. Er nimmt die Wärme langsam an und gibt sie rasch ab; die fetten Böden rangieren somit in die Kategorie der sogenannten kalten Böden. Natürlich ist er auch ein schwerer Boden, der jedoch, wenn entsprechend aufgeschlossen und für den Zutritt von Luft und Wasser zugänglich gemacht, zu den sehr fruchtbaren Bodenarten zu zählen ist.

3. Kalkböden. Dieselben sind gebildet aus den Verwitterungsprodukten kalkhaltiger Gebirgsformationsglieder, als: reiner Kreidekalk mit 50–80 % Kalkgehalt (Rügen, Frankreich, England), ferner der Quadersandstein (mit kalkigem Bindemittel) und Pläner Sand- und Kalksteine der Kreideformation, die Kalksteine des Jura, der Trias etc.

Der Kalkboden unserer Gegend führt diese Bezeichnung, wenn er mindestens 20—30 % Kalk (als kohlensaurer Kalk) und nebstdem geringe Mengen Magnesia, schwefelsauren Kalk (Gips), Phosphate neben Ton und Sand enthält.

Der Kalkboden erwärmt sich rasch und gibt die Wärme auch wieder schnell ab; dasselbe ist mit dem Wasser der Fall. Die Kalkböden sind daher zumeist trocken, die reinen Kalkböden (als Kreidekalk) auch ziemlich unfruchtbar, trotzdem der Kalk als solcher direkt als gutes Pflanzennahrungsmittel zu betrachten ist.

4. Mergelboden. Überschreitet der Tongehalt in einem kalkhaltigen Boden den Gehalt an kohlensaurem oder schwefelsaurem Kalk, so zwar, daß der Kalk bloß ca. 10 % beträgt, dann nennt man ihn mergeligen Boden; äußerlich manchmal durch das häufige Vorkommen der Mergelknollen gekennzeichnet.

Der Mergel wird speziell Tonmergel genannt, wenn der Tongehalt bis 60 % beträgt; nimmt der Kalkgehalt zu, dann heißt er Kalkmergel, event. auch Sandmergel, sobald der Kieselsäuregehalt in Form von Sand ein größerer wird. Die Mergelböden gehören zu den warmen, fruchtbaren Böden.

Endlich wäre noch als wichtigste Art zu nennen:

5. Der Humusboden, Gartenerde, Dammerde etc. Derselbe bildet eigentlich zumeist ein inniges Gemenge von organischen und unorganischen Stoffen.

Die organischen Bestandteile, zumeist vegetabilischer, selten auch tierischer Abstammung, können, wie z. B. in Mooren, Torfbildungen, bedeutend überwiegen, in welchem Falle man es wohl eigentlich nicht mehr mit Humus im engern Sinne zu tun hat.

Der Humus bildet die Decke des Bodens, des Untergrundes, ist sehr hygroskopisch, besitzt eine bedeutende Wasserkapazität und gibt das Wasser auch nur langsam ab.

Je mächtiger die Humusschichte, desto wirksamer ist dieselbe als Regulator der Feuchtigkeitsabgabe, desgleichen auch der Wärmeabgabe, indem sie leicht Wärme aufnimmt und als schlechter Wärmeleiter die Erkaltung des Untergrundes verhindert oder doch sehr verzögert.

Der Humusboden gestattet einen leichten Eintritt sowohl der Luft wie auch den Pflanzenwurzeln, fördert somit die Oxydation durch den eindringenden Sauerstoff, als auch durch die Wärme, und liefert den Pflanzen im Maße der fortschreitenden Verwesung und Zersetzung die nötigen Nährstoffe.

In den meisten Fällen werden sich die Grenzen zwischen Sand-, Ton-, Kalk- und Mergelböden nicht so ganz scharf aufstellen lassen, weil diese Bodenarten eben nicht rein, sondern zumeist gemischt vorkommen; doch wird im allgemeinen nach dieser Einteilung der Boden benannt werden können.

Als Charakteristik der Bodenarten hat man auch vielfach, ähnlich wie bei den Gebirgsformationen die Leitfossilien, gewisse Leitpflanzen aufgestellt.

Wenn die Flora auch nicht immer ein sicheres Kriterium für die Beurteilung der Beschaffenheit des Untergrundes bildet, so bietet sie doch in gewissen Fällen schätzenswerte Anhaltspunkte, aus welchem Grunde in Kürze einige solcher charakteristischen Pflanzen angeführt werden sollen.

a) Sandpflanzen (kieselsäurehaltige Böden): Rumex Acetosa, Sauerampfer; Calluna vulgaris, gemeines Heidekraut; Vaccinium Vitis idaea, Preißelbeere; Aira flexuosa, Schmiele; Helichrysum arenarium, Strohblume; Erigeron acre, Flohkraut; Poa ovina, Schafrispengras; Anthoxanthum odoratum, Ruchgras; Pinus silvestris, Schwarzkiefer.

b) Tonpflanzen: Lolium, Raigras; Alopecurus, Fuchsschwanz; Avena elatior, französisches Raigras; Ranunculus, Hahnenfuß; Quercus, Eiche; Fagus, Buche; Corylus, Haselstrauch; Tussilago Farfara und Tussilago Petasites, Huflattich; Polygonum aviculare, Knöterich.

c) Kalkpflanzen: Reseda lutea, wilde Reseda; Papaver Rhoeas, Ackermohn; Delphinium consolida, Rittersporn; Lythospermum arvense, Steinsamen; Juniperus, Wacholder; Lathyrus tuberosus, Platterbse; Anthemis, Afterkamille; Dianthus Carthusianorum, Nelke; Erica carnea, fleischrotes Heidekraut; Viburnum Lantana, Schneeball; Anemone hepatica, Leberblume; Sinapis arvensis, Ackersenf; Coronilla varia, Kronenwicke; Daphne Mezereum, Kellerhals.

d) Pflanzen auf kalkarmen Böden (exkl. einiger Spezies ad a und b): Ranunculus repens, Ranunkel; Lamium amplexicaule, Taubnessel; Veronica hederifolia, Ehrenpreis; Draba verna, Hungerblümchen.

e) Für wasserarmen Untergrund: Saxifraga, Steinbrech.

f) Für nassen und versumpften Grund, Sümpfe etc.: Carex, Arundo- und Phragmitesarten (Rohr, Schilf und Riedgräser).

g) Für stickstoffreichen Grund (Schuttpflanzen): Urticeen, Brennnessel; Capsella Bursa pastoris, Hirtentäschchenkraut; Conium, Schierling; Hyoscyamus, Bilsenkraut; Datura, Stechapfel; Plantago, Wegerich; Geranium, Storchschnabel.

Von Kulturpflanzen gedeihen am besten:

auf Sandböden: Roggen (Korn), Kartoffeln,
auf Tonböden: Weizen,
auf warmen Lehmböden: Gerste, Klee, Zuckerrübe,
auf nassen, kalten Lehmböden: Hafer,
auf Kalkböden: Esparsette, Luzerne.

In vielen Fällen wird man sich jedoch nicht mit einer oberflächlichen Beurteilung über die Bodenkategorien begnügen können, sondern behufs genauer Bestimmung der Bodenbestandteile die zu untersuchende Bodenart einer quantitativen und qualitativen Analyse unterziehen müssen.

Diese Analyse wird zumeist mechanischer, in gewissen Fällen auch chemischer Natur sein. Die mechanische Bodenanalyse, mit welcher in vielen Fällen der Landwirt und Kulturtechniker das Auslaugen findet, wird in erster Linie in einer Trennung der sogenannten Feinerde, ein Produkt durchgreifender Verwitterung, und der mehr größern, zumeist noch unverwitterten Gesteinspartikel bestehen.

Diese Trennung erfolgt mittels Durchsieben durch ein Sieb von 2 mm Maschenweite.

Die auf dem Siebe liegen bleibenden Steinpartikel (Trümmer, Gerölle, Grus) können durch Lupe oder Mikroskop auf ihre mineralogisch-petrographische Natur untersucht, event., wie früher erwähnt, auch einer chemischen Prüfung unterzogen werden, die sich insbesondere auf die Konstatierung des Kalkgehaltes erstrecken wird. Die Feinerde wird sodann zumeist durch die sogenannte Schlämmmethode auf ihren prozentuellen Gehalt an Ton und verschieden großem Sand (Flugsand bis grober Sand) geprüft werden, also auf ihren Gehalt an Tonerde und Kieselsäure.

Von dem Tongehalte, dem Verwitterungsprodukte des Tonerde-Silikats, wird zumeist die Bindigkeit des Bodens (schwerer, mittlerer, leichter Boden) abhängen, welche insoweit von Bedeutung ist, als die Tonerde, obwohl selbst kein Nährstoff der Pflanzen, doch den Grad der Erhaltung der löslichen Pflanzennährstoffe des Bodens bedingt.

Von dem Tongehalte sind auch die physikalischen Eigenschaften des Bodens — Sauerstoffaufnahme, Durchlässigkeit, Wasserkapazität etc. — abhängig, wie auch von dem prozentuellen Verhältnis zwischen Feinerde und Steintrümmer nicht nur die Bearbeitungsfähigkeit des Kulturbodens, sondern auch die Wachstumsbedingnisse der Pflanzen abhängen. Überdies spielt bezüglich der Durchlässigkeit des Bodens nicht immer und ausschließlich der Tongehalt (also der Hauptsache nach die sogenannten abschlämmbaren Teilchen) die Hauptrolle, sondern kann auch bei sehr großem Gehalt an Sandstaub und sehr feinem Sand der Boden sehr undurchlässig werden, weshalb in vielen Fällen bei Beurteilung der Durchlässigkeit des Bodens zu den Prozenten der abschlämmbaren Teile meist auch der Prozentgehalt an Staub (0,01—0,05 mm Größe), mitunter auch von sehr feinem Sande (0,05—0,10 mm) addiert werden muß.

Zur Vornahme der mechanischen Schlämmanalyse dienen verschiedene Apparate, welche je nach dem Grade der Genauigkeit der erzielten Resultate mehr oder weniger empfohlen werden. (Schöne, Hilgard, Kühn, Benningsen etc.)

Unter den einfachen Schlämmmethoden dürfte die Methode von Benningsen für die praktischen Bedürfnisse des Landwirtes, wie des Kulturtechnikers in den meisten Fällen genügen, wenn nicht gewisse Mängel des Apparates bei der Ausführung der Analyse hinderlich wären.

Es gestattet nämlich die Benningsensche Flasche gar kein Abschlämmen der Tonteilchen vor dem Ablesen des Sandgehaltes, infolgedessen die erdigen Teile beim Fallen des Sandes mitgerissen werden und augenscheinlich dessen Volumen vergrößern. Auch ist die Bestimmung des Sandgehaltes, sowie dessen Sortierung, wenn auch nur in zwei Kategorien, wie dies Benningsen vorschlägt, bei manchen Böden fast unmöglich oder zum mindesten sehr ungenau, wenn man beachtet, daß wegen des allmählichen Überganges die Grenze zwischen den abschlämmbaren Teilen und dem Sande, bei weitem aber mehr zwischen den beiden Sorten im Sande selbst, nicht immer scharf hervortritt.

Um die soeben erwähnte Einfachheit und Bequemlichkeit der Benningsenschen Methode mit der Genauigkeit der Kühnschen möglichst zu vereinigen, konstruierte Oberingenieur Professor Sikorsky in Lemberg den nachstehend beschriebenen Apparat, bei welchem der Schlämmzylinder Kühns mit der Schlämmflasche Benningsens kombiniert erscheint.

Durch Anwendung eines kalibrierten Rohres bei dem Kühnschen Zylinder wurde die Bodenanalyse ohne Anwendung einer empfindlichen Wage ermöglicht, was aber eine genauere Bestimmung der einzelnen Bestandteile durch Abwägen, wenn man es braucht, keineswegs ausschließt, und umgekehrt wurden durch Verlängerung der Schlämmflasche von Benningsen und Beigabe einer Ausflußöffnung sämtliche Mängel behoben, durch welche der Benningsensche Apparat immer nur ungenau und in vielen Fällen selbst unanwendbar war.

Dieser Apparat, ganz aus Glas bestehend, hat im oberen Teile die Gestalt eines länglichen Zylinders von 60 mm Durchmesser (Fig. 1).

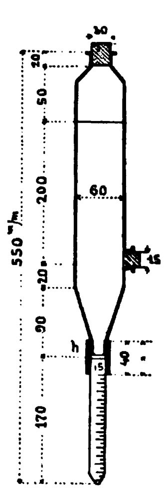


Fig. 1. Sikorskysche Schlämmflasche.

Der Zylinder, welcher oben in einen 30 mm weiten Flaschenhals endet und seitwärts mit einem angesetzten Tubus von 15 mm Weite versehen ist, geht 20 mm unterhalb der Ausflußöffnung und auf der Länge von 90 mm konisch in ein kalibriertes, 170 mm langes und 15 mm weites Rohr über.

Oberhalb des Tubus, in der Höhe von 200 mm vom unteren Ende an gerechnet, befindet sich eine im Glase eingeritzte Marke, bis zu welcher der Apparat mit Wasser anzufüllen ist. Oberhalb dieser Marke verlängert sich der Zylinder noch etwa um 50 mm, damit man Wasser und Erde tüchtig durcheinanderschütteln kann.

Das genau kalibrierte Rohr ist in halbe Kubikzentimeter geteilt. Damit aber auch kleine Volumina des groben Sandes mit hinreichender Genauigkeit abgelesen werden können, ist es wünschenswert, daß das Rohr unten einige Zentimeter lang konisch verlängert und auf diese Länge in Viertel-Kubik zentimeter geteilt sei.

Wegen seiner bedeutenden, 550 mm betragenden Länge kann der obere Zylinder leichteren Transportes halber mit der kalibrierten Röhre nicht fest, sondern mittels metallener, mit Schraubengewinden versehenen Hülsen (h)

verbunden werden, zwischen welche, um einen wasserdichten Verschluß zu erzielen, ein Kautschukring einzusetzen ist. Zum Schließen der beiden Öffnungen, nämlich des Halses und des Tubus, werden gewöhnliche Kautschukstöpsel angewendet. Um aber Sandverlust beim Schlämmen zu vermeiden, muß der Stöpsel des Tubus mit der Innenwand des Schlämmzylinders scharf abschneiden, gut passen und schließen, aber doch bequem heraus- und hineingedreht werden können. Diese Forderungen sind indessen schwer oder gar nicht zu erfüllen, wenn die Ausflußöffnung schlecht gebohrt oder wenn der Tubus schlecht angesetzt ist.[1]) (Prof. Nowacki.)

Gebrauch des Apparates.

Von der zu untersuchenden lufttrockenen Erdprobe, welche über 2 mm große Steine und Pflanzenreste keineswegs enthalten darf, werden 10 g abgewogen.

Die abgewogene Feinerde mit gewöhnlichem reinen Wasser in eine genügend große Porzellanschale getan, muß nun durch $^1/_2$ bis $1^1/_2$ stündiges Kochen unter fleißigem Umrühren unter sanftem Zerdrücken der Brocken mit einem glatten gläsernen Stabe in einen feinen Brei verwandelt werden, mit der Vorsicht jedoch, daß von den abgewogenen 10 Gramm durch Überkochen, Herausspritzen etc. nicht das Geringste verloren gehe. Ist die Bodensubstanz völlig aufgeweicht und fein zerteilt, so wird sie mittels eines Trichters in den Schlämmapparat eingegossen, wobei die auf der Schale zurückbleibenden Sandkörner sorgfältig mit der Spritzflasche herausgeschlämmt werden. Sodann wird der Apparat mit reinem Wasser genau bis an die Marke angefüllt. Jetzt, nachdem die Schlämmflasche fest verkorkt worden ist, schüttelt man Wasser und Erde tüchtig (ruckweise) durcheinander, um die Bodenbestandteile voneinander zu trennen, und dreht dann mittels einer raschen Handbewegung die Schlämmflasche in eine vertikale Lage mit der kalibrierten Röhre nach unten um. In diesem Momente wird auch die Zeit auf einer Sekundenuhr notiert. Nun wird die Schlämmflasche, möglichst vertikal, an einem eigens hierzu eingerichteten Stative aufgehängt.

Indem angenommen wird,[2]) daß die Fallgeschwindigkeit abschlämmbarer Teile unter 0,01 mm Durchmesser 0,2 mm pro Sekunde beträgt, so sind, bei

---

[1]) Nowacki, Dr. A., Praktische Bodenkunde. Vierte Auflage. Berlin 1905. Verlag von Paul Parey. Die verbesserten Schlämmflaschen werden von Kappus & Simek in Prag (Böhmen) angefertigt. Diese Firma liefert auch diese Schlämmflaschen in einem zum Gebrauche auf Reisen eigens konstruierten hölzernen Kasten samt allen zu einer Schlämmanalyse nötigen Utensilien, nämlich: 1 Schlämmflasche, 1 Reserve-Meßröhre mit Schraube, 3 Abdampfschalen (110 mm Durchmesser), 3 Glasstäbe, 1 Paar Spritzflaschenröhren mit Kautschukstöpsel, 1 Trichter (80 mm weit), 2 Satz Eprouvetten, 1 Handwage mit Hornschalen und 150 mm Balkenlänge, 1 Satz Gewichte, 1 Spirituslampe, 1 Taschenmikroskop, 1 Kappenflasche für Salzsäure, 1 Halter zum Schlämmapparat, 1 Messingsieb mit 2 mm weiten Öffnungen, 100 Filter, geschnitten, und 1 Pinsel; alles zusammen zum Preise von 80 Kr. ö. W.

[2]) D. A. Orth: Über die mechanische und chemische Analyse des Bodens (Die landwirtschaftlichen Versuchs-Stationen 1879 S. 714). — Dr. M. Fesca: Die agronomische Bodenuntersuchung und Kartierung auf naturwissenschaftlichen Grundlagen. Berlin 1879, S. 19. — Dr. F. Wahnschaffe: Anleitung zur wissenschaftlichen Bodenuntersuchung. 2. Aufl. Berlin 1903.

der angenommenen Höhe von 200 mm des Zylinders gerechnet, vom unteren Rande der Abflußöffnung bis zur Marke 1000 Sekunden = 16 Minuten 40 Sekunden nötig, bis sämtliche Sandkörner in der Röhre sich setzen, während die Tonteilchen etc. schwebend in dem Wasser oberhalb der Abflußöffnung zurückbleiben.

Nach Ablauf der genannten Zeit wird das Wasser abgelassen. — Dann wird von neuem Wasser bis zur Marke aufgefüllt, geschüttelt und wieder nach Ablauf von 16 Minuten und 40 Sekunden abgelassen.

Diese Operation wird so oft wiederholt, bis das 16 Minuten und 40 Sekunden lang ruhig gestandene Wasser nicht mehr trübe, sondern klar erscheint. — Daran erkennt man, daß sämtliche Tonteilchen abgeschlämmt sind.

Es ist jetzt in der Röhre nur Sand zurückgeblieben, welchen man noch mit diesem Apparat zerlegen kann in:

1. Staub von 0,01—0,05 mm Größe mit 2 mm Fallgeschwindigkeit pro Sekunde, also 100 Sekunden Gesamtfallzeit;
2. sehr feinen Sand von 0,05—0,10 mm Größe mit 7 mm Fallgeschwindigkeit, also 29 Sekunden Gesamtfallzeit;
3 feinen Sand von 0,10—0,20 mm Größe mit 25 mm Fallgeschwindigkeit, also 8 Sekunden Gesamtfallzeit, und
4. mittleren und groben Sand über 0,20 mm Größe, welcher nach vollendeter Abschlämmung am Boden der kalibrierten Röhre sich absetzt.

Nach dem Abschlämmen der Tonteilchen, sowie nach dem Abschlämmen jedes einzelnen Sand-Sortimentes wird auf der Teilung des kalibrierten Rohres das Volumen des in dem Rohre zurückgebliebenen Sandes abgelesen, damit aus den Unterschieden jeder vorherigen und der nachfolgenden Ablesung der Kubikinhalt jeder einzelnen Sandsorte erhalten werden könne.

Für die erwähnten vier Korngrößen des Sandes wurden folgende Äquivalentzahlen von Gewicht und Volumen angenommen, welche empirisch durch oft wiederholte Messungen und Wägungen ermittelt worden sind:

beim Staub	1 cm^3 = 1,328 g,
bei sehr feinem Sand	1 „ = 1,448 „
bei feinem Sand	1 „ = 1,515 „
bei mittlerem und grobem Sand	1 „ = 1,612 „ .

Zur Erläuterung diene folgendes Beispiel:

Gewicht der lufttrockenen, abgesiebten Feinerde = 10 g.

Die	1. Ablesung nach dem Abschlämmen der Tonteilchen . . .	= 5,6 cm^3.
„	2. „ „ „ „ des Staubes	= 4,1 „
„	3. „ „ „ „ „ sehr feinen Sandes	= 1,9 „
„	4. „ „ „ „ „ feinen Sandes . .	= 1,1 „

Aus der Differenz der 1. und 2. Ablesung erhält man
(5,6 — 4,1) = 1,5 cm³ Staubes à 1,328 g . . . . = 1,992 g = 19,9 %.
Aus der Differenz der 2. und 3. Ablesung erhält man
(4,1 — 1,9) = 2,2 cm³ sehr feinen Sandes à 1,448 g = 3,186 „ = 31,9 „
Aus der Differenz der 3. und 4. Ablesung erhält man
(1,9 — 1,1) = 0,8 cm³ feinen Sandes à 1,515 g . . = 1,212 „ = 12,1 „
Und zuletzt aus der 4. Ablesung erhält man 1,1 cm³
mittleren Sandes à 1,612 g . . . . = 1,773 „ = 17,7 „

Also zusammen Sand . . . . = 8,163 g = 81,6 %.
Zur Probe wurden verwendet . = 10,000 „ = 100,0 „
Folglich abschlämmbare Teile . = 1,837 „ = 18,4 „

Die Sikorskysche Schlämmflasche ist zu Untersuchungen am Felde bezw. außerhalb des Laboratoriums praktisch sehr gut verwendbar.

Das Schlämmen mit diesen und den anderen bekannten Apparaten nimmt jedoch sehr lange Zeit in Anspruch und dürfte bei sorgfältiger Arbeit kaum weniger wie ein Arbeitstag erforderlich sein.

Landeskulturingenieur Kopetzky in Prag hat nun vor einigen Jahren einen neuen Schlämmapparat konstruiert,[1]) welcher alle Vorzüge des Schöneschen Apparates vereinigt und es ermöglicht, eine korrekte Schlämmung unter Umständen in zirka 2 Stunden durchzuführen (Lettenboden jedoch 12 Stunden). Die zur Scheidung gelangenden Korngrößen umfassen 4 Kategorien:

Kategorie I Korndurchmesser kleiner wie 0,01 mm.
„ II „ von 0,01—0,05 „
„ III „ „ 0,05—0,1 „
„ IV „ größer wie 0,1 „

Während Kategorie I durch die abschlämmbaren Teilchen, also zunächst Ton, repräsentiert wird, werden die anderen als Staub, Staubsand und Sand bezeichnet, wobei die Kategorie IV als

sehr feiner Sand (0,1—0,3 mm),
feiner „ (0,3—0,5 „),
mittelfeiner „ (0,5—1,0 „)
und als grober „ (1,0—2,0 „) klassifiziert wird.

Alle diese Kategorien bilden die sogenannte Feinerde, welche auf einem Sieb von 2 mm Maschenweite durchgesiebt wird, und von welcher Feinerde 50 g der Untersuchung bezw. Schlämmung unterzogen werden.

Der Kopetzkysche Apparat besteht aus 4 verschieden weiten langen Glaszylindern II, III, IV, V (siehe Fig. 2), welche durch Glas- und Kautschukröhren verbunden in einem Holzgestelle eingepaßt sind.

Die Durchmesser dieser Glaszylinder sind derartig gerechnet, daß die darin erzeugten Geschwindigkeiten v den Korngrößen der betreffenden Kategorien entsprechen, also für Kat. I $v_1 = 0,2$ mm, Kat. II $v_2 = 2$ mm, Kat. III $v_3 = 7$ mm pro Sekunde; den Rest bildet Kat. IV. Hierbei ist selbstredend

[1]) Josef Kopetzky, Die Bodenuntersuchung zum Zwecke der Drainage-Arbeiten. Prag 1901.

immer die gleiche durchfließende Wasserquantität vorausgesetzt. Es verhält sich also $d_3 : d_2 : d_1 = 30 : 56 : 178$.

Werden nun die im Wasser vollständig erweichten 50 g Feinerde in den kleinsten Schlämmzylinder gebracht, sodann der ganze Apparat mit Wasser vollständig angefüllt und durch das letzte Glasrohr eine ganz bestimmte Wassermenge durch den Apparat geleitet, welche konstante Durchflußmenge an einem Piezometer im Zylinder II kontrolliert werden kann, so werden sich entsprechend der größten Geschwindigkeit im Zylinder V die gröbsten, im Zylinder II die feinsten Sedimente (Kategorie II) ablagern, während die abschlämmbaren Teile durch das Rohr in das Becherglas I abfließen. Sobald das Wasser aus dem Zylinder II klar oder nur sehr schwach getrübt ausfließt, ist die Schlämmung beendet. Die in den einzelnen Zylindern abgelagerten Sedimente werden sorgfältig abgelassen, getrocknet und gewogen.

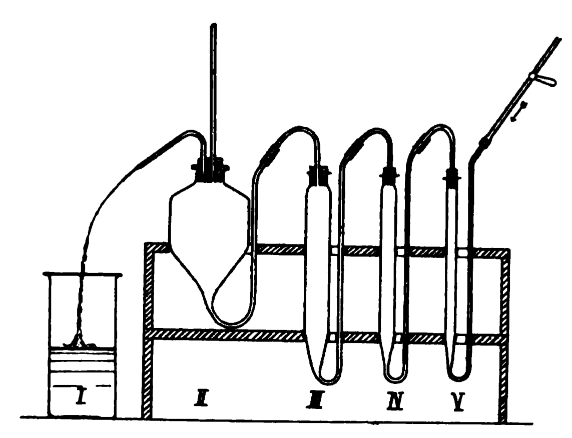


Fig. 2. Schlämmapparat nach Kopetzky.

Der Rest auf 50 g bezw. 100 % bildet dann den Gewichtsprozentsatz für die abschlämmbaren Teilchen.

Gewöhnlich werden nicht alle 4 Zylinder gleichzeitig verwendet, sondern die Sortierung in einzelnen Partien vorgenommen, insbesondere wenn es sich um eine weitergehende Sortierung des Sandes der IV. bezw. V. Kategorie handelt, in welchem Falle auch das pro Sekunde durchzuleitende Wasserquantum, also die Geschwindigkeit und der Durchmesser des Piezometerrohres andere sind.

Näheres möge aus der zitierten Abhandlung Kopetzkys entnommen werden.

Die Bodenproben für die Schlämmanalyse sollen aus dem eigentlichen Untergrunde, also in einer Tiefe von 0,7—1,0 m entnommen werden. Überdies wird man auch an einzelnen Stellen der Parzellen die Ackerkrume selbst (0,1—0,2 m Tiefe) untersuchen. Von allen Proben werden ca. 0,5—1,0 kg entnommen, um auch die anderen Analysen (chemisch-physikalische) durchführen zu können. So wird es sich in vielen Fällen empfehlen, außer dem Ton- und Sandgehalt auch noch insbesondere den Gehalt an kohlensaurem Kalk,

Humusgehalt und Eisenverbindungen qualitativ und quantitativ zu bestimmen.

Der Kopetzkysche Schlämmapparat erweist sich heute als der praktischste, insbesondere in allen Laboratorien, die an moderne Wasserleitungen angeschlossen sind. (Den Apparat liefert die Firma Hunek in Prag, Brentegasse, zum Preise von 44 Kr.)

Geognostische Bodenuntersuchung.

Um über die Mächtigkeit und Beschaffenheit der einzelnen Bodenschichten, Höhe des Grundwasserstandes, Ursache der Deterioration des Bodens etc. genaueren Aufschluß zu erhalten, als dieses nach oberflächlicher Beurteilung geschehen kann, ist es notwendig, auf dem Melioratiansterrain

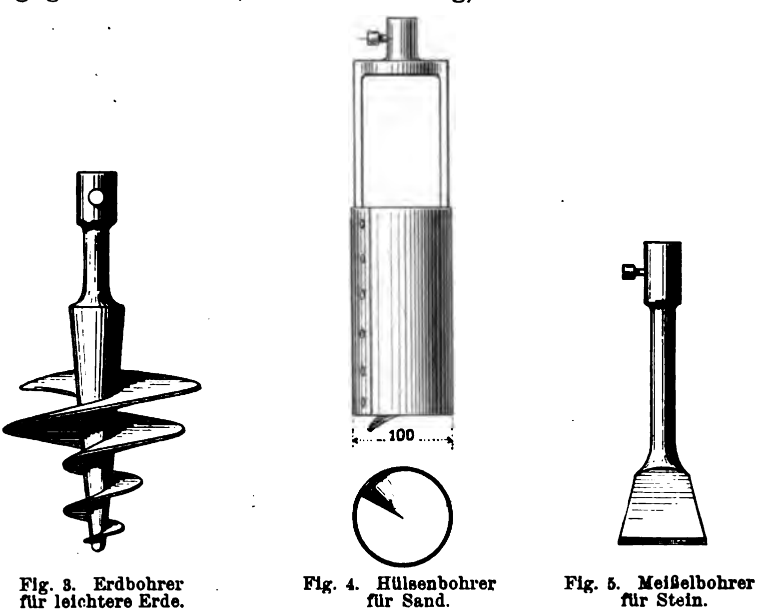


Fig. 3. Erdbohrer für leichtere Erde. Fig. 4. Hülsenbohrer für Sand. Fig. 5. Meißelbohrer für Stein.

eine Anzahl von Probegruben oder Bohrlöchern abzuteufen. In der Regel wird eine Tiefe von 2—3 m genügen, und ist die Bodenaufschließung innerhalb gewisser Profile mittelst Erdbohrer oder Probegruben vorzunehmen.

Eine der billigsten Fabriken für die Herstellung solcher einfachen, für diese Arbeiten vollkommen taugenden Erdbohrer ist die von Franz Thormann in Wiesbaden.

Der Preis eines Bohrzeuges (Garnitur), bestehend aus:

1 Erdbohrer für leichtere Erde und Lehm, $d = 100$ mm (Fig. 3),
1 Hülsenbohrer für Sand, hierzu passend (Fig. 4),
1 Meißelbohrer für Stein, „ „ (Fig. 5),
1 Handhabe und 1 Schraubenschlüssel (Fig. 6),
3 Stück Bohrstangen, □ 20/20 mm, à 1,5 m lang (zusammen 4,5 m) (Fig 7),

beträgt rund 30 Mark = 36 Kronen ö. W.

Der Erdbohrer (Fig. 3) wird mittels der Handhabe (Fig. 6) auf den Boden aufgestellt und ca. 30 cm tief in den Boden eingedreht, gerade (d. i. senkrecht) herausgezogen, das Material vom Bohrer entfernt und seitwärts deponiert.

Sodann wird der Bohrer behutsam wieder in das Bohrloch gesenkt, ohne das anstehende Erdmaterial herabzustoßen, hierauf höchstens 20 cm tief gebohrt und wieder herausgezogen. Mit zunehmender Tiefe wird dann nur mehr 10—15 cm tief gebohrt und hierauf jedesmal das Bohrmaterial besichtigt, beschrieben, die Tiefe vom Terrain (nivellierter Pflock) notiert und seitwärts deponiert.

Insbesondere läßt der strenge Lettenboden keine größere jedesmalige Absenkung des Bohrers als 10 cm zu, weil sonst die Kraft der Bohrmannschaft (1—2 Mann) nicht ausreicht, den Bohrer herauszuziehen.

Sobald man auf Wasser kommt, wird die Tiefe abgemessen und notiert, desgleichen die Höhe der Wasserspiegel sämtlicher Bohrlöcher einen Tag

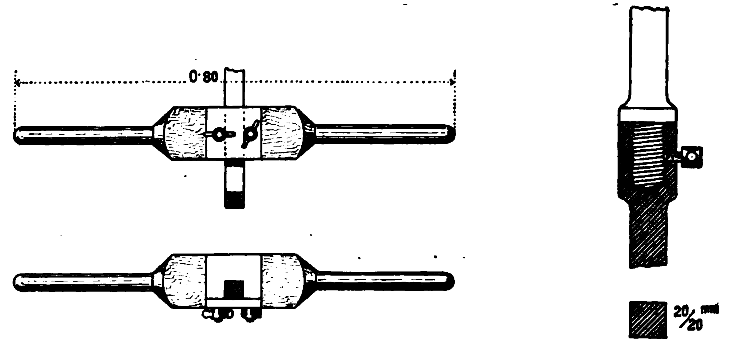


Fig. 6. Handhabe.

Fig. 7. Bohrstangen-Kuppelung.

nach deren Fertigstellung gleichzeitig von den nivellierten Pflöcken ab eingemessen, wodurch die nötigen Daten für die Konstruktion eines event. anzufertigenden Grundwasserschichtenplanes gewonnen sind.

Diese Messung darf erst nach Ablauf von wenigstens 12 Stunden (einer Nacht) vorgenommen werden, weil das im Bohrloch erschlossene Grundwasser steigt und erst nach einiger Zeit in einen Beharrungszustand gelangt. Bei größeren Tiefen wird nicht aus freier Hand, sondern mittels eines Bohrgerüstes (Dreifußes) gebohrt, welches die senkrechte Führung des Bohrgestänges ermöglicht.

Graphische Darstellung der Bodenverhältnisse.

Die Resultate der Bohrungen werden nun graphisch dargestellt, und zwar zuerst für jedes einzelne Bohrloch (No. 1—15) (Fig. 9), sodann werden die Querprofile I—III (Fig. 10) aus den zugehörigen Bohrlöchern und aus den Querprofilen die Längsprofile AA, BB (Fig. 8), soweit als benötigt wird, konstruiert.

Falls während des Bohrens auf einen kleinern Stein, ein dünnes flaches Geschiebestück u. dergl. gestoßen wird, ist statt des Erdbohrers (Fig. 3) der

Meißelbohrer (Fig. 5) einzusetzen, mit welchem durch kräftige Stöße bei jedesmaliger Drehung der Schneide um 90° das dünne Steinstück zerschlagen wird. Größere Steine können mit dieser Garnitur nicht gesprengt werden, sondern

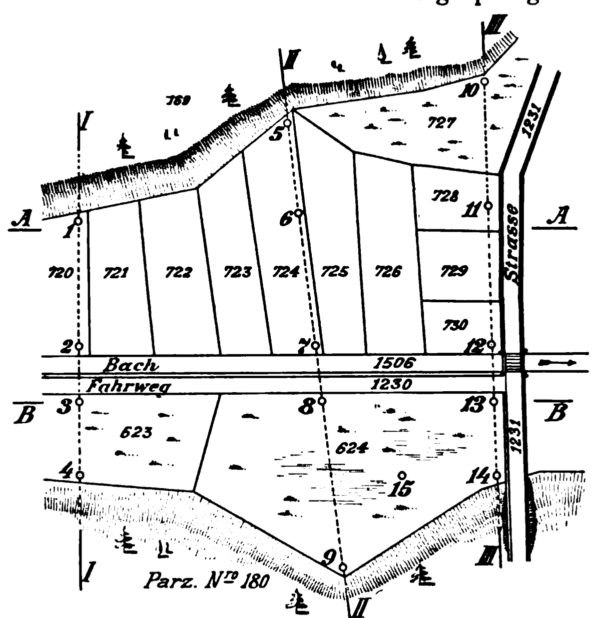


Fig. 8. Situationsplan.

muß man sich in einem solchen Fall eines kräftigeren Bohrgestänges, eines Stoßbohrers, Kronenbohrers etc. (Fig. 11) bedienen. Für speziell kulturtechnische Zwecke (exkl. Wasserversorgungsbohrungen) wird es in einem

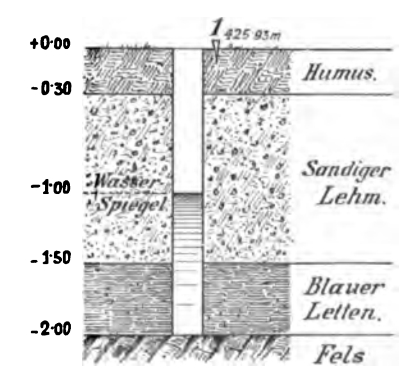


Fig. 9. Graphische Darstellung der Bohrung für Bohrloch No. 1.

solchen Falle sich empfehlen, von einer weiteren Abteufung abzusehen und in nächster Nähe ein zweites Bohrloch abzuteufen.

Nach dem Klange des auf den Stein auffallenden Bohrers wird man bei einiger Übung erkennen können, ob derselbe eine dünne Platte oder ein

größeres Felsstück darstellt. Das Vorhandensein einer Felsschicht (gewachsener Fels) wird nur durch Übereinstimmung der Bohrresultate einiger in benachbarten Orten abgeteufter Löcher nachgewiesen werden können.

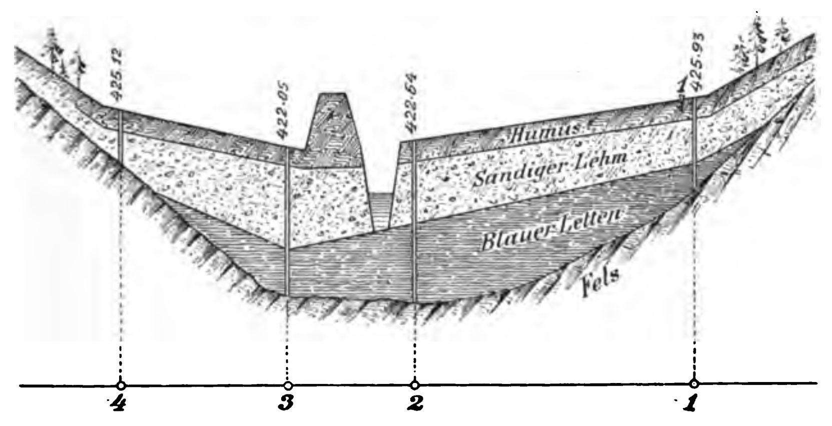


Fig. 10. Querprofil No. 1.

Für leichteres Sandmaterial, welches von dem Schneckenbohrer (Fig. 3) beim jedesmaligen Herausziehen herbfällt, wird mit Vorteil der Hülsenbohrer (Fig. 4) dieser Garnitur Verwendung finden.

In gewissen Fällen ist eine Ergänzung der Thormannschen Bohrgarnitur absolut notwendig und wird bei fettem, strengem Lettenboden mit

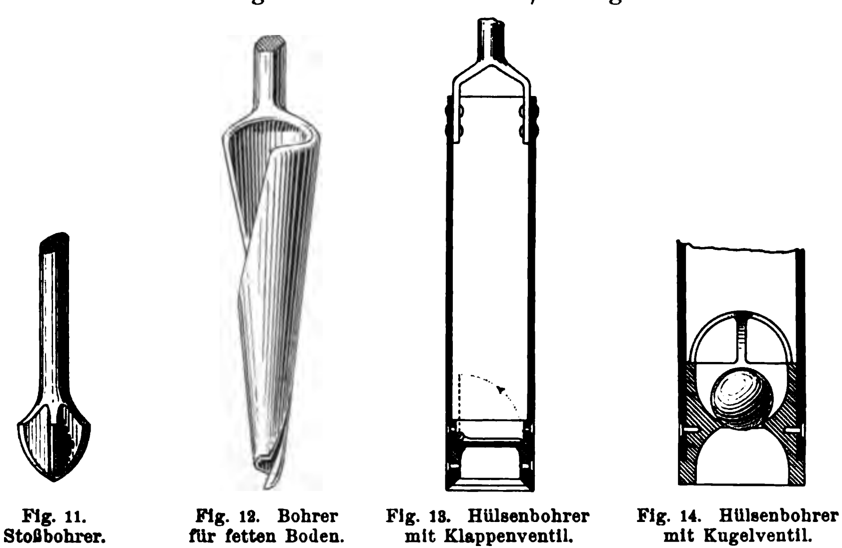


Fig. 11. Stoßbohrer. Fig. 12. Bohrer für fetten Boden. Fig. 13. Hülsenbohrer mit Klappenventil. Fig. 14. Hülsenbohrer mit Kugelventil.

Vorteil die Bohrerform Fig. 12, für feinen Trieb- und Schwimmsand der Ventilhülsenbohrer (Fig. 13) (mit Klappenventil), für dünnflüssigen Schlamm der Kugelventil-Hülsenbohrer (Fig. 14) verwendet werden können. In neuester Zeit hat die Firma Liman & Petzold-Wien Bohrer konstruiert, welche auf

Grund eigener Versuche sich auch für kulturtechnische Zwecke vorzüglich bewähren.

Der Bohrer „Triumph“ arbeitet ungemein rasch und leicht und besteht aus einem sehr steilen Schraubengewinde, welches unten mit einer vertikalen Spitze und zwei horizontalen Greifspitzen versehen ist. Für lockeres Material kann eine Hülse separat angeschraubt werden, wie dies aus der Fig. 15 zu ersehen ist.

Ebenso arbeitet der Bohrer „Rapid“ (Fig. 16) vorzüglich, welcher auch Schotter und Gerölle aufnimmt. Die neueste Konstruktion „den Universalbohrer“ zeigt Fig. 17 in Seitenansicht, Fig. 18 den liegenden Bohrer, welcher

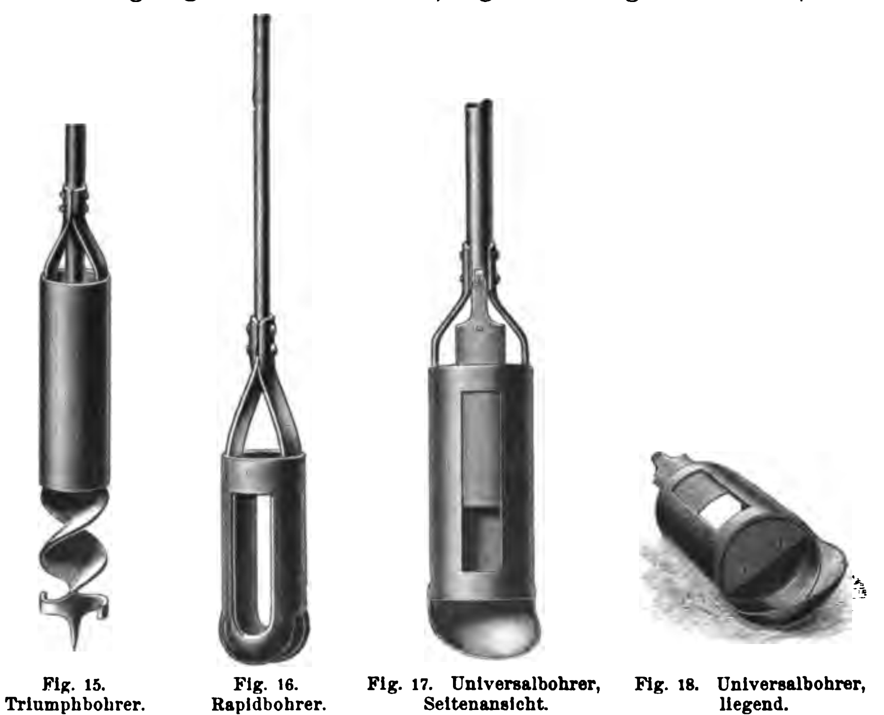


Fig. 15. Triumphbohrer. Fig. 16. Rapidbohrer. Fig. 17. Universalbohrer, Seitenansicht. Fig. 18. Universalbohrer, liegend.

ganz besonders auch beim Bohren in Wasser, also in Triebsand, Schlamm etc. Verwendung finden kann. Er ist so konstruiert, daß beim Hochziehen das Bohrgut mit größter Sicherheit an die Oberfläche gebracht werden kann, was bei den anderen Bohrersystemen außer Fig. 13 und 14 nicht oder nur unvollkommen möglich ist. Infolge der einseitigen löffelförmigen freien Schneide bohrt derselbe stets ca. 10 mm weiter als sein Durchmesser, weshalb er sich auch dort sehr empfiehlt, wo die abgeteuften Bohrlöcher verrohrt werden sollen, nachdem die Bohrröhren leichter eingebracht werden können. Der Triumphbohrer kostet bei $d = 60$—100 mm von 30—40 Kr., der Rapidbohrer bei $d = 60$—300 mm von 18—53 Kr. Die Gestänge, aus Gasröhren bestehend, je nach Durchmesser 4,40—5,20 Kr. pro lfd. Meter.

Zur einfachen Einschätzung des Bodens, Konstatierung der Mächtigkeit der Humusschicht, verwendet man mitunter sogenannte Bohrstöcke (z. B. jenen von Gerson), welche die beiläufige Erschließung des Bodens bis zu einer Tiefe von 0,70 m in der kürzesten Zeit ermöglichen.

Ebenso wie man früher auf anderen Gebieten ungünstige Ergebnisse erzielte, indem man ausschließlich nur auf Grund chemischer Analysen Folgerungen ableitete, so wurde auch häufig seitens mancher Agrikulturchemiker der chemischen Bodenanalyse die hervorragendste bezw. maßgebendste Bedeutung in puncto Beurteilung der Fruchtbarkeit (Bonität) der vorliegenden Bodengattungen eingeräumt.

Die praktischen Erfahrungen haben jedoch auch hier große Täuschungen ergeben, wie auch des öftern die Resultate chemischer Analysen in effektiv sterilern Bodengattungen einen größeren Prozentgehalt an einzelnen mineralischen Pflanzennährstoffen ergaben, als in nachgewiesen fruchtbaren Böden.

Diese scheinbar widersprechenden Resultate können darin ihre Begründung haben, daß die betreffenden chemisch nachgewiesenen mineralischen Nährstoffe Bestandteile von sehr schwer verwitterbaren Gesteinsarten sind, daher, da im Wasser nicht löslich, trotz ihres Vorhandenseins im Boden für die Pflanzenernährung wenigstens auf eine lange Zeitperiode hinaus gar nicht in Betracht kommen. Es ist daher bei der Beurteilung die mehr oder weniger große Löslichkeit der betreffenden Nährstoffe zu berücksichtigen, ebenso wie auch die Größe der Konzentration, die mit der variablen Wassermenge wechselt, sehr maßgebend wird.

Eine große Rolle spielt hier weiter das Absorptionsvermögen der Bodenarten, d. i. jene Eigenschaft der Kulturbodenschichte, Gase und gelöste Stoffe, insbesondere unorganische Pflanzennährstoffe, so weit in sich zurückzuhalten (abzulagern, aufzuspeichern), daß das durchsickernde Regenwasser (bezw. Lösungswasser) beim Verlassen dieser Bodenschichte (Grundwasserspiegel, Drainrohr etc.) ärmer an diesen gelösten Stoffen austritt.

Es wurde durch entsprechende Untersuchungen nachgewiesen, daß die Absorptionsfähigkeit des Bodens relativ mit der Zunahme der Konzentration der Lösungen (Bodenwasser) bei gleichen Quantitäten eine größere wird, daß bei gleicher Konzentration die Absorptionsfähigkeit mit der Flüssigkeits-(Lösungs-) Menge wächst und daß endlich unter Umständen die vom Boden bereits absorbierten Stoffe durch Hinzutritt von sehr viel Wasser dem Boden wieder entzogen, dieselben „ausgewaschen“ werden können.

So sind die für den Kulturboden in Betracht kommenden Nahrungsstoffe, wie Kali, Natron, Magnesia, Kalk und Ammoniak, sowie Phosphorsäure und Kieselsäure nur unter Umständen absorbierfähig. In Form der salpetersauren Salze erreichen diese Nahrungsstoffe einen so hohen Grad der Löslichkeit, daß sie bei Zutritt von viel Wasser, also beispielsweise in sehr regenreichen Gegenden, ausgelaugt (ausgewaschen) werden, daher die wichtige Stickstoffaufspeicherung im Boden verhindert wird.

Andererseits kann die Kieselsäure und Phosphorsäure in Form von Salzen solche unlösliche oder schwerlösliche Verbindungen eingehen, daß sie in dem Bodenwasser nur in sehr geringen Mengen angetroffen werden. Man wird wohl im allgemeinen einen Boden, in welchem durch die chemische Analyse keine Spur von Kali, Phosphorsäure etc. nachgewiesen werden konnte, gewiß als einen ohne künstliche Düngung unfruchtbaren bezeichnen können, dürfte jedoch umgekehrt aus dem chemisch nachgewiesenen Vorhandensein der wichtigeren Nährstoffe in der genügenden Menge durchaus nicht diesen Boden für alle Fälle als einen fruchtbaren bezeichnen. Es werden somit behufs richtiger Beurteilung der Ertragsfähigkeit eines Bodens noch andere wichtige Eigenschaften desselben, und zwar nicht chemischer, sondern physikalischer Natur, in Berücksichtigung zu ziehen sein.

Wenn die Absorptionsfähigkeit des Bodens als Regulator der Konzentration der Bodenwasserlösung weiter in ihrer Eigenschaft, den Boden vor Auslaugung (Auswaschung) zu schützen und die Nachhaltigkeit der Wirkung künstlicher Düngemittel zu sichern, als eine für die Ernährung der Pflanzen hochwichtige Eigenschaft hervorgehoben werden muß, so wird dieselbe bedingt werden durch das Vorhandensein gewisser physikalischer Eigenschaften des Bodens, von denen einige als Grundfaktoren einer üppigen Vegetationsentwicklung zu betrachten sind.

Es betrifft dies insbesondere die Eigenschaften der verschiedenen Bodengattungen in ihrem Verhalten gegenüber dem Wasser und der Luft, und sollen, insoweit dieselben von kulturtechnischem Interesse sind, in Kürze nunmehr zuerst die Wasseraufnahme-, Durchlassungs- und Ansaugungsfähigkeit, die Porosität und die Luftkapazität des Bodens einer Besprechung unterzogen werden.

Wasseraufnahmefähigkeit des Bodens, auch Wasserkapazität genannt.

Der lufttrockene Boden vermag eine gewisse Menge Wasser in sich aufzunehmen und durch eine gewisse Zeit zu behalten, welches als Absorptionswasser bezeichnet werden kann. Es ist dies also jenes Wasserquantum, welches in den kapillaren Zwischenräumen des Bodens aufgenommen und festgehalten wird.

Das Maß der größten Wasserkapazität kann daher im allgemeinen durch das Gesamtvolumen dieser sämtlichen Hohlräume ausgedrückt werden.

Experimentell wird diese bei den verschiedenen Bodenarten sehr wechselnde Größe gewöhnlich dadurch bestimmt, daß ein abgemessenes und gewogenes Quantum eingerüttelten, lufttrockenen Bodens in einem Glaszylinder bis zur vollständigen Sättigung (ohne Abtropfen) mit Wasser versetzt wird.

Das zugesetzte Wasserquantum — reduziert auf die Gewichts- oder Volumeinheit — repräsentiert die Wasserabsorptionsfähigkeit (Wasserkapazität) des betreffenden Bodens.

Die experimentellen Versuche von Schübler ergaben:

Material:	Der Boden nahm Wasser bis zu seiner Sättigung auf in Prozenten: nach Gewicht	nach Volumen
Quarzsand	25	50
Kalksand	29	58
Reiner Ton	70	87
Ton mit 45 % Sand	40	68
„ „ 24 „ „	50	73
„ „ 10 „ „	61	82
Kohlensaurer Kalk	85	81
Gartenerde	89	82
Ackererde	52	74
Schiefriger Mergel	34	66

Nach Meister absorbierten (nach Volumen gerechnet):

Tonboden	50,0 %	Kreideboden	49,5 %
Lehmboden	60,1 „	Gipsboden	52,4 „
Humus	70,3 „	Sandboden mit 82 % Sand	45,4 „
Torf	63,7 „	„ „ 64 „ „	65,2 „
Gartenerde	69,0 „	Quarzsandboden	46,4 „
Kalkboden	54,9 „		

Die Größe der Wasserkapazität selbst wechselt bei den in eine Kategorie zu zählenden Bodengattungen oft beträchtlich. In den meisten Fällen wird man sich daher nicht mit allgemeinen Daten begnügen können, sondern wird es notwendig werden, für den speziellen Zweck spezielle Untersuchungen anzustellen. Die Verschiedenheit der Resultate bei ein und derselben Bodenkategorie ist begründet in dem Umstande, daß die Größe der Wasserkapazität nicht nur von den verschiedenen mineralischen Bestandteilen, aus welchen die betreffende Bodenkategorie zusammengesetzt ist, sondern von der Dichtigkeit (Bindigkeit) und Korngröße der Bodenmasse, zum Teile auch von der Temperatur derselben abhängt.

Was die unmittelbare Verwendbarkeit der experimentell gefundenen Resultate anbelangt, so ist zu berücksichtigen, daß im allgemeinen diese Zahlen größere sein werden als bei dem dichteren Boden im gewachsenen Zustand.

Um genauer vorzugehen, würde es sich daher, dort wo dies leichter durchführbar ist, empfehlen, größere, ausgestochene Erdkörper direkt zu untersuchen, was insbesondere bei Versuchen auf die Filtrierfähigkeit des Bodens Geltung haben wird. Man wird also in der Anwendung die bei eingerüttelter Erde gefundenen Zahlen einer entsprechenden Reduktion zu unterziehen haben.

Landeskulturingenieur Kopetzky-Prag hat vor kurzem einen Bohrapparat konstruiert, mittels welchem in der gewünschten Tiefe eine bestimmte Menge gewachsenen Bodens herausgeschnitten werden kann, welche Probe also in nahezu unverändertem Zustande der Untersuchung unterzogen werden

kann.[1]) Dieser Apparat besteht aus einem 20 cm hohen Stahlrohr, welches unten mit einer Schneide versehen ist. In dasselbe werden 3 Messingzylinder von 50,5 mm Durchmesser eingeschoben. Der unterste Zylinder von 35,4 mm Höhe ist zur Aufnahme der Bodenprobe für die Wasserkapazität bestimmt und enthält 70 cm^3 Material; der darauf stehende Zylinder von 100 mm Höhe entspricht 200 cm^3 Bodenprobe, welche für die später zu besprechende Untersuchung über die Durchlässigkeit (Filtrationsfähigkeit) dient. Der dritte, oberste Messingzylinder gleicht dem untersten, so daß zusammen 340 cm^3 Boden entnommen werden können. Der Stahlzylinder ist oben mit einer glockenförmigen, anschraubbaren Kappe verschlossen und kann mit dieser an ein gewöhnliches Bohrgestänge angeschraubt werden.

Mittels eines feinen Drahtes wird der Endzylinder zwischen den Stoßfugen der Messinghülsen durchgeschnitten und zum Schutze der Erdprobe im Messingzylinder an beiden Enden feine Messingdrahtsiebe mittels Kautschukbänder befestigt.

Auf Grund der mit diesem Bohrer gemachten eigenen Erfahrungen sei folgendes hervorgehoben: Anläßlich der Entnahme von Proben schwerer, dicht gelagerter Böden hat sich wiederholt die Notwendigkeit ergeben, die ringförmigen Einsätze aus dem Hohlbohrer zu entfernen, um bei dem Vortreiben desselben die innere Mantelreibung herabzusetzen und hiermit eine Mischung der Bodenprobe zu vermeiden. Nach vorsichtiger Öffnung des Hohlbohrers läßt sich der eingestauchte Kern leicht entnehmen und — eventuell nach vorhergegangener Abtrocknung durch mehrstündiges Freistehen an der Luft — vollkommen unverletzt in die Ringe einschieben. Eine solche vorherige Abtrocknung ist naturgemäß unzulässig, wenn es sich um die Ermittelung des natürlichen Wassergehaltes der Probe handelt. Für derartige Bestimmungen würde es sich empfehlen, einen nach seiner Längsachse geschlitzten, etwas klaffenden Ring über den Bohrkern zu schieben und denselben dann durch Überschieben eines sehr straffen Kautschukringes oder besser eines Klemmringes aus Metall zum genauen Schließen bezw. auf den gewünschten Rauminhalt zu bringen.

Ist diese Probe sodann mit Wasser vollkommen gesättigt und das überschüssige durch Abtropfen vollkommen entfernt worden, so wird diese nasse Probe abgewogen, sodann bei 100 °C. getrocknet und abermals das Gewicht derselben bestimmt. Die Differenz beider stellt das Gewicht der Wassermenge vor, mit welcher der Boden gesättigt war. Außer dem Gewicht kann mit Rücksicht auf das bestimmte Volumen der Erdprobe von 70 cm^3 auch die Wasserkapazität nach Volumprozent gerechnet ermittelt werden, indem man die erstere Gewichtskapazität mit 100 multipliziert und durch 70 dividiert. Wenn wir das Gewicht des im Boden enthaltenen Wassers durch das Gewicht des bei 100 °C. getrockneten Bodens dividieren und den Quotient mit 100 multiplizieren, so erhalten wir den Prozentsatz der Wasserkapazität dem Gewichte nach.

Der praktische Wert der Ermittelung der Wasserkapazität wird darin bestehen, danach die Größe der Ausnutzung der meteorischen Niederschläge oder des Bewässerungswassers beurteilen zu können.

---

[1]) Josef Kopetzky, Die physikalischen Eigenschaften des Bodens. Prag 1904.

Hierbei kann oft, insbesondere in regenreichen Gegenden, eine große Wasserkapazität des Bodens gar nicht gewünscht werden, wenn nicht der hierdurch bedingte schädliche Wasserüberfluß durch künstliche Entwässerung auf ein für die Vegetation günstiges Maß reduziert, die Bodenfeuchtigkeit also reguliert werden kann.

In vielen Fällen wird jedoch eine größere Wasserkapazität in bezug auf die aufgebrachten Wasserquantitäten ausgleichend wirken und sonst große Extreme zwischen Nässe und Trockenheit mildern.

Wir werden später bei der Besprechung über Bodenwärme sehen, daß bei gleichen klimatischen Verhältnissen die Böden die Eigenschaft besitzen, die für das Wachstum der Pflanzen notwendige Temperatur wesentlich verschieden aufzunehmen und abzugeben, aus welchem Grunde wir „kalte" und „warme" Böden unterscheiden.

In gleicher Weise vermögen die verschiedenen Bodenarten entsprechend der variablen Größe der Wasserkapazität das Wasser in verschiedenen Mengen kapillar aufzunehmen und die Abgabe an die Pflanzen selbständig zu regeln, und werden in dieser Richtung „feuchte" oder „trockene" Böden unterschieden. Dieser Begriff der kapillaren Feuchtigkeit oder Trockenheit ist streng zu trennen von der Kategorie der versumpften, feuchten oder nassen und jener durch Entwässerung erzielten trockenen Böden.

Durchlässigkeit (Filtrationsfähigkeit) des Bodens.

Eine vollständige Sättigung des lufttrockenen Bodens mit Wasser vorausgesetzt, haben die Bodenarten die Eigenschaft, neu hinzukommendem Wasser durch ihre Poren den Durchgang leichter oder schwerer zu gestatten, oder aber sich als vollkommen undurchlässig (wasserdicht) zu erweisen; man nennt geognostisch diese letzteren Bodenschichten auch wasserhaltende Schichten. Der Grad der Durchlässigkeit ist jedoch nicht allein nur von der Beschaffenheit des Bodens, sondern auch von der Druckhöhe (h) der über demselben befindlichen Wasserschichte abhängig (Fig. 19). — Eigentlich ist in vielen Fällen die Druckhöhe H durch den $\perp$ Abstand zwischen Wasserspiegel und wasserhaltender Schichte oder aber jenem Punkte oder Niveau, wo ein Abfluß des Wassers erfolgen kann, repräsentiert, welches Ausflußniveau gewöhnlich auch Vorflut genannt wird.



Fig. 19.

Bei größeren Druckhöhen können dann manche Bodenarten wasserdurchlässig werden, welche bei sehr geringer Druckhöhe als undurchlässig befunden wurden.

Die Grenzen der Wasserdurchlässigkeit, also Maxima und Minima, werden allgemein so ziemlich durch reinen Sand- oder Schotterboden und fetten Letten (Tegel) gekennzeichnet sein.

Für kulturtechnische Zwecke wird im allgemeinen bei den diesbezüglichen Versuchen über die Durchlässigkeit verschiedener Böden eine Wasserschichte (Filtrierdruckhöhe) von $h = 0{,}10$—$0{,}30$ m angenommen werden können.

In der Regel wird man solche experimentelle Versuche nur dann durchführen, wenn es sich um spezielle Aufgaben, z. B. um größere Bewässerungen von Wiesen, bei denen es sich um Konstatierung des Wasserverlustes für die Wasserberechtigten oder wo es sich um Anlage einer Abwässer-Reinigungsanlage mittels natürlicher Erdbodenfiltration handelt.

Auch die Durchlässigkeit des Bodens ist eine ungemein verschiedene. So hat z. B. Schwarz gefunden, daß unter gleichen Filtrationsbedingungen Ton 0,7, Moor 1,0, Löß 1674 und Sand 5760 cm^3 Wasser durchließen.

Für allgemeine kulturtechnische Aufgaben (Ent- und Bewässerung) wird man sich gewisser allgemeiner Versuchsresultate bedienen. Diese Resultate sollen später bei dem Kapitel „Hydrologie" gelegentlich der Besprechung der Sickerwassermengen angeführt werden.

Bei Verwendung des Kopetzkyschen Apparates wird auf den 100 mm hohen Messingzylinder ein gleichweites Glasrohr angeschraubt, in welchem eine Wasserschichte von 50 mm Höhe aufgeschüttet wird. Das untere Ende des Messingzylinders ist mit einem Messingsieb verschlossen. Nachdem die Fläche genau 20 cm^2 beträgt, so kann also durch Ablesen an einer am Glaszylinder eingeritzten Skala leicht berechnet werden, wieviel cm^3 pro 24 Stunden durch die mit Wasser vollständig getränkte Bodensäule von 10 cm Höhe durchgesickert sind. Diese relative Durchlässigkeit dient als Maßstab für den Grad der Durchlässigkeit verschiedener Bodengattungen.

Nachdem aber in natura gewöhnlich weit mächtigere Bodenschichten in Betracht kommen, so empfiehlt es sich, die alte Laboratoriumsmethode mit eingerütteltem Boden mit der Kopetzkyschen mit gewachsenem Boden in der Weise zu kombinieren, daß beide Versuche unter ganz gleichen Bedingungen vorgenommen werden und die prozentuelle Differenz der Durchlässigkeit ermittelt wird.

Sodann kann die Probe mit eingerütteltem Boden in einer weiten Glasröhre von der gewünschten Länge und mit einer aufgegossenen Wasserschichte entsprechend dem betreffenden Projekte durchgeführt werden, worauf die entsprechende Reduktion des Resultates mit Rücksicht auf gewachsenen Boden zu erfolgen hat.

Für regenreiche Gegenden wird die Filtrationsfähigkeit oder Durchlässigkeit des Untergrundes innerhalb der eigentlichen Kulturbodenschichte für die Vegetation der Pflanzenwelt eine Hauptbedingung sein, und wird man beim Fehlen derselben durch künstliche Mittel (z. B. Drainage) für die Abflußmöglichkeit des Wassers und Aufschließung des Bodens Sorge tragen müssen.

Porosität des Bodens.

Die Beurteilung der Porosität, also die Bestimmung des Porenvolumens spielt in der Meliorationstechnik wohl eine sehr hervorragende Rolle und kann diese Ermittelung natürlich mit pulverisiertem und eingerütteltem Boden nicht vorgenommen werden, sondern muß zu den Versuchen gewachsener

Boden herangezogen werden, zu welchem Zwecke wieder der Kopetzkysche Probenentnahmeapparat gute Dienste leisten kann.

Außer der Wasserkapazität und Durchlassungsfähigkeit des Bodens wird eben auch der Luftgehalt desselben, die Luftkapazität, wesentlich die Fruchtbarkeit bedingen, zu deren Ermittelung die Kenntnis des Porenvolumens nötig ist.

Das Porenvolumen nun wird repräsentiert durch die Differenz zwischen der Größe des wirklichen und scheinbaren spezifischen Gewichtes der Bodenprobe.

Das scheinbare spezifische Gewicht erhält man, wenn man die bei 100° C. getrocknete Bodenprobe (bei Kopetzky 70 cm^3) abwiegt und dieses Gewicht durch das Volumen der Probe (also hier 70) dividiert.

Das wirkliche spezifische Gewicht, also jene Zahl, welche angibt, um wievielmal eine Kubikeinheit des Bodens schwerer ist als dieselbe Menge destillierten Wassers, erhält man, wenn man das Gewicht des Bodens durch das Gewicht des gleichgroßen Volumens Wasser dividiert.

Unter Luftkapazität des Bodens nun versteht man jene Größe, welche das Volumen jener Bodenporen ausdrückt, welche selbst nach vollständiger Sättigung des Bodens mit Wasser bis zur Erreichung der absoluten Wasserkapazität noch immer mit Luft erfüllt bleiben, d. h. die Luftkapazität wird ausgedrückt durch die Differenz zwischen dem Porenvolumen und der absoluten Wasserkapazität (nach Volumen gerechnet).

Nach den bisherigen Erfahrungen sind als minimal im Boden für das gedeihliche Wachstum süßer Wiesengräßer 6—10 Volumprozent, bei Getreide 10—18 % Luftquantum erforderlich.

Kapillarität oder Ansaugungsfähigkeit des Bodens.

Die Eigenschaft des Bodens, vermöge der kapillaren Wirkung der kleinsten Zwischenräume das Wasser selbsttätig aus der Tiefe anzusaugen und in einer gewissen Höhe zu erhalten, wird der Intensität nach durch diese maximale Höhe, andererseits durch die Geschwindigkeit, mit welcher die kapillare Ansaugung erfolgt, beurteilt. Die Kapillarität hängt ab von der Feinheit des Kornes, der Dichtheit der Bodenmasse, der Adhäsion der Bodenteilchen und dem Feuchtigkeitsgehalte.

In einem teilweise feuchten Boden steigt das Wasser (leichter adhärierend als im trockenen Boden) rascher, desgleichen im Sande schneller wie im Lehmboden unter sonst gleichen Umständen.

Nach den Versuchen von Meister wurden nachstehende Resultate experimentell konstatiert:

(Siehe Tabelle Seite 32.)

Die Resultate nach 21½ Std. bedeuten die bleibende, also maximalkapillare Ansaugungshöhe. — Aus diesen Versuchszahlen wäre zu entnehmen, daß Tonboden die größte, der Sandboden neben Gips und Kreide die kleinste Ansaugungshöhe aufweist.

Erdarten:	Saughöhe des Wassers			
	nach 1/2 Std. m	nach 5 1/2 Std. m	nach 6 1/2 Std. m	nach 21 1/2 Std. m
Tonboden	0,34	1,10	1,15	2,00
Humus	0,40	1,10	1,14	1,77
Gartenerde	0,29	0,95	0,98	1,61
Quarzsand	0,44	0,92	0,97	1,17
Torfboden	0,26	0,50	0,57	1,14
Sandboden	0,45	0,62	0,66	0,90
Gipsboden	0,12	0,40	0,40	0,82
Kreideboden	0,06	0,33	0,54	0,70

Im allgemeinen haben diese allgemeinen Versuchresultate in mancher Richtung keinen praktischen Wert, als die Zusammensetzung der untersuchten Bodengattung nicht näher angegeben ist. So wird doch kein Praktiker die bleibende Ansaugungsfähigkeit reinen Quarzsandbodens allgemein mit 1,17 m (siehe Tabelle Meister) annehmen.

Gewöhnlich wird die Saughöhe

für grobes Gerölle mit . . . . 0 mm,
„ Sand mit . . . . 0,3 „
„ sandigen Ton mit . . . . 0,6 „
„ Ton und Mergel bis . . . 1,50 „ bewertet.

Nach anderen Versuchen wurden nachstehende, bleibende Saughöhen gefunden:

1. Torfboden . . . . 0,80 m.
2. Toniger Lehmboden . . . . . 0,63 „
3. Ton(Letten-)boden . . . . . 0,47 „
4. Reiner Sandboden . . . . . . 0,21 „

Auch hier darf man in Anwendung auf die Praxis diese Zahlen nicht als absolut, sondern nur als relativ vergleichende auffassen. Man könnte beispielsweise zu dem irrtümlichen Schlusse gelangen, daß nach den Resultaten von Meister bei Tonböden im Falle der Notwendigkeit einer künstlichen Entwässerung die Senkung des Grundwasserspiegels bis zu einer Tiefe von 2 m getrieben werden könnte, was entschieden unrichtig wäre, insbesondere bei nicht tiefwurzelnden Pflanzen, wie z. B. Wiesengräsern.

Aus diesem Grunde wurden auch bei der früher üblichen Methode einer Bewässerung (Anfeuchtung) von unten aus (die Einstauung) nicht immer die gewünschten Resultate erzielt; trotzdem kann diese Methode in gewissen Fällen und unter gewissen Voraussetzungen als Unterstützung einer oberirdischen Bewässerung, periodisch durchgeführt, ganz gut empfohlen werden. Handelt es sich um die Beantwortung wichtiger Fragen, so wird man auch bezüglich der Ermittelung der Kapillarität direkte Versuche nicht entbehren können.

Die Bodenwärme.

Von sehr wesentlichem Einflusse auf das Wachstum der Pflanzen ist auch die Temperatur des Bodens, und existieren für verschiedene Pflanzen-

gattungen auch verschiedene Temperaturgrenzen — Maxima und Minima —, bei deren Überschreitung die Existenzbedingungen des Pflanzenwachstums einfach aufhören — die Pflanzen sterben ab. Nähert sich die Bodenwärme zeitweilig diesen Grenzen und erhält sich dieselbe in dieser Intensität durch einige Zeit, dann tritt eine teilweise Störung der organischen Entwickelung ein — die Pflanzen „erkranken", „verkümmern".

Temperatur-Maxima als Ursache des Absterbens der Pflanzen sind wohl nur in den heißen Zonen zu konstatieren. Tritt in unserem gemäßigten Klima ein in seiner äußeren Erscheinung ähnlicher Fall ein, welcher zumeist mit „Ausbrennen" bezeichnet wird, dann ist die Ursache des Absterbens der Pflanzen nicht in der zu hohen Temperatur, sondern in der mit der höheren Lufttemperatur zumeist zusammenhängenden Wasserarmut — dem Mangel an genügender Bodenfeuchtigkeit — zuzuschreiben. Hingegen haben wir sehr häufig durch die Einwirkung großer Kälte ein Absterben der Pflanzen zu beobachten Gelegenheit.

Bei Annahme einer für die üppige Entwickelung der betreffenden Pflanze notwendigen Luft- und Bodentemperatur wird der Wachstumsprozeß um so günstiger sich gestalten, je geringer die Temperaturschwankungen zwischen gewissen Grenzen auftreten.

Ein Ausgleich der durch die klimatischen Verhältnisse bedingten Temperaturunterschiede der Luft soll nun womöglich durch den Erdboden selbst erfolgen; derselbe soll als Regulator der an die Pflanze abzugebenden bezw. für den Wachstumsprozeß notwendigen Wärme auftreten.

In etwas größeren Tiefen finden wir wohl zumeist überall diesen Ausgleich ohne Rücksicht auf die Zusammensetzung des Kulturbodens erreicht — die Temperatur des Bodens entspricht der jährlichen mittleren Lufttemperatur der betreffenden Gegend oder übersteigt diese in etwas. Unser Kulturboden jedoch, der sich nur auf geringe Tiefen (1—2 m) erstreckt, muß — soll er als ausgleichendes Wärmereservoir funktionieren — von bestimmter Zusammensetzung sein.

Nach Versuchen, welche angestellt wurden, um die Verschiedenheit der mittleren Bodentemperaturen bei verschiedenen Bodengattungen festzustellen, wurden für unsere klimatischen Verhältnisse nachstehende mittlere Bodentemperaturen gefunden:

Lehmboden	7,1° C.
Sandboden	7,4° „
Kalkboden	7,5° „
Keuperboden	7,8° „

So wie der Boden eine gewisse Wassermenge in sich aufnimmt und durch einige Zeit behält, so nehmen auch die verschiedenen Bodengattungen leichter oder schneller und in verschiedenen Mengen Wärme auf und geben sie langsamer oder rascher wieder ab — wir haben es also hier mit der Wärmekapazität (spezifische Wärme) des Bodens zu tun.

So fand von Liebenberg als spezifische Wärmegrößen verschiedener bei 100° getrockneter Bodenarten, bezogen auf das Gewicht und das Wasser, als Einheit für

Tegel	0,161
Löß	0,259
humosen Löß	0,310
feinen Diluvial-Sand	0,160
groben „	0,191
Basaltboden (humusreich)	0,301
Diluvial-Mergel	0,249
Granitboden	0,380

Die Versuche von Pfandler und Platter (siehe Dr. Wilhelm, Bodenkunde) ergaben:

Verschiedene Sandböden im Mittel	0,20
„ fruchtbare Erden im Mittel	0,22
Dunkle, sehr humusreiche Erde	0,41
Kalkböden im Mittel	0,30
Hochmoor, Torf	0,51
Hierbei Wasser	1,00

Das Wasser hat also eine ca. 3 bis 5fach so große Wärmekapazität wie der trockene Erdboden, daher der feuchte Boden weit mehr Wärme aufnehmen muß wie der trockene Boden. Der feuchte Boden behält jedoch die einmal aufgenommene Wärme länger, hat also eine größere Wärmekapazität. (Vergl. von Liebenberg, Untersuchungen über die Bodenwärme.) Die Absorptions- (Aufnahme-) Fähigkeit fester Körper für Wärmestrahlen hängt jedoch auch noch von ihrer lichteren oder dunkleren Farbe ab.

Zahlreiche Versuche von Wollny etc., sowie die praktische Erfahrung haben zu folgenden Resultaten geführt:

1. Dunkle, spezifisch leichte und wasserarme Bodenarten erwärmen sich in der Sonne am raschesten und erkalten die leichten und wasserarmen Böden am schnellsten.
2. Helle, spezifisch schwere und wasserreiche Bodenarten erwärmen sich in der Sonne am langsamsten und kühlen sich die beiden letzteren speziell in der Nacht am langsamsten ab.
3. Böden mit feuchtem Untergrunde, in denen fortwährend Gelegenheit zur kapillaren Ansaugung und Verdunstung, damit Bindung von Wärme, gegeben ist, sind die kältesten.

Wir finden weiter bezüglich der geognostischen Beschaffenheit nachstehendes:

1. Warme Böden, Böden von hoher Durchschnittstemperatur mit möglichst geringen Schwankungen sind z. B. die trockenen, dunklen, spezifisch schweren Basalt-, Melaphyr-, Dolerit- und Tonschieferböden, sowie gut gedüngte Sandböden.
2. Kalte Böden, Böden mit niederer Durchschnittstemperatur und großen Schwankungen in derselben sind die hellen, leichten, wasserreicheren Dolomit- und feinen Kalkböden; die kältesten Böden sind die im Bereiche des Grundwassers gelegenen Tonböden.
3. Ausgetrocknete Moorböden wechseln zwischen kalten und warmen Böden (vergl. Dr. A. Mayer, Bodenkunde).

Spezifisches Gewicht der Bodenarten.

Das spezifische Gewicht eines Körpers ist bekanntlich jene Zahl, welche angibt, um wievielmal der betreffende Körper schwerer ist als ein gleich großes Volumen Wasser von + 4° C. Nachdem das spezifische Gewicht des Wassers als 1 angenommen wird, so wiegt mithin 1 cbm Wasser = 1000 kg. Auf Basis der konstatierten spezifischen Gewichte erhalten wir nachstehende Gewichte von 1 cbm der für den Kulturtechniker in Betracht kommenden Boden- und Gesteinsarten:

Vegetabilische Erde (Humus) im Grubenmaße — im Mittel	1150	kg.
Kiesige und sandige Erde „ „	1300	„
Fette, mit Kies gemengte Erde im Grubenmaße	2250	„
Dammerde trocken	1400	„
„ natürlich feucht	1580	„
„ mit Wasser gesättigt	1800	„
Lehmerde trocken	1500	„
„ bergfeucht	1550	„
„ mit Wasser gesättigt	2040	„
Lehm und Tegel im Grubenmaße	2230—2500	„
Sand trocken	1640	„
„ feucht	1770	„
„ mit H_2O gesättigt	2000	„
Grubensand	1500	„
Gerölle	1770	„
Weicher Sandstein	2200	„
Harter „	2500	„
Kalktuff	2390	„
Kalkstein	2400—2680	„
Mergel	2500	„
Quarz	2500—2660	„
Granit	2500—2750—3050	„
Gneis	2440—2700	„
Glimmerschiefer	2760	„
Tonschiefer	2820	„
Porphyr	2700	„
Basalt und Grünstein	2720—2890	„
Torf trocken	510	„

B. Hydrographie.

Im weitern Sinne des Wortes ist unter Hydrographie die Beschreibung der Quellen, Bäche Flüsse, Seen und Meere, also allgemein ein die Verteilung des Wassers auf der Erdoberfläche beschreibender Teil der physikalischen Geographie zu verstehen. Im engern Sinne als Teil der Hydrotechnik beschäftigt sich die Hydrographie mit der Entstehung, Verteilung und Messung des in den verschiedenen Formen auf den Erdboden gelangenden, im Erdboden stehenden oder fließenden Wassers.

Die Hydrographie kann in zwei große Hauptabschnitte eingeteilt werden:

I. in die Hydrologie, die Lehre von dem Wasser, seinen Eigenschaften, seiner Bildung, seinem Vorkommen und seinen Wirkungen im allgemeinen;

II. in die **Hydrometrie**, die Wassermessungslehre, welche sich also damit beschäftigt, das auf den Erdboden fallende, in demselben ruhende oder auf demselben fließende Wasser insbesondere seiner **Quantität** nach zu bestimmen.

Die Hydrometrie wird sich zumeist auf die Theorien der **Hydromechanik** (Hydraulik) basieren, welche Wissenschaft sich einerseits mit dem Gleichgewichte des Wassers beschäftigt (Hydrostatik), andererseits die Lehre von der Bewegung der tropfbar-flüssigen Körper (Hydrodynamik) umfaßt.

I. Hydrologie.

1. Aggregatzustände des Wassers.

Wie bekannt, tritt das Wasser in 3 Aggregatzuständen auf, und zwar: fest als Reif, Schnee und Eis, gasförmig als Wasserdampf, tropfbar-flüssig als Tau, Regen, fließendes und stehendes Gewässer, Quellen, Flüsse, Seen, Meere etc.

Tau ist ein unmittelbar an der Erdoberfläche selbst sich bildender Niederschlag, welcher dann entsteht, wenn sich Gegenstände bis unter jene Temperatur abkühlen, welche der Sättigungsgrenze der anliegenden Luft entspricht. Liegt dieser Sättigungspunkt unter 0°, so erfolgt die Kondensation in Form von **Reif**.

Nebel bildet sich durch Kondensation des Wassers in Gestalt von Wasserhüllen an den allenthalben in der Luft schwebenden Staubteilchen. Über dem Lande entstehen Nebel vornehmlich bei der Abkühlung der untersten Luftschichten an der durch Wärmestrahlung stark abgekühlten Bodenoberfläche (Strahlungsnebel) oder durch Luftmischung an den Berührungsflächen verschieden temperierter, mit Wasserdampf beladener Luftströme (Mischungsnebel). — Fluß- und Seenebel bilden sich durch Kondensation des von wärmeren Wasserflächen aufsteigenden Wasserdampfes in überlagernden kühleren Luftschichten.

Dieselben Bedingungen, welche die Nebelbildung veranlassen, können auch die Entstehung von **Wolken**, das sind in größerer Höhe schwebende Anhäufungen von Wassertröpfchen oder Eiskristallen, verursachen.

Die meisten Wolken und insbesondere die niederschlagreichsten bilden sich jedoch in aufsteigenden Luftströmen, wobei die Kondensation des Wasserdampfes als Folge der dynamischen Abkühlung bei der Ausdehnung der unter abnehmenden Druck gelangenden Luft auftritt.

Die Kondensation des Wasserdampfes in der Luft bei Temperaturen unter 0° ergibt Eisnadeln, die, hexagonal gruppiert, den **Schnee** repräsentieren, während die Änderung des gasförmigen Zustandes in den festen Zustand in gewissen Fällen in der Atmosphäre auch noch in Form von **Graupeln**, **Hagel**, am Erdboden selbst als **Eisdecke** auftreten kann.

2. Kreislauf des Wassers.

Überschreitet die Temperatur der Luft bezw. des tropfbar-flüssigen Wassers eine gewisse Grenze, dann beginnt das letztere in den gasförmigen Zustand überzugehen — es **verdunstet**. Dieser von der Oberfläche der

Meere, der Gewässer, nassen Gründe etc. als spezifisch leichter, in die Atmosphäre aufsteigender Wasserdampf sättigt allmählich die Luftschichten bis zu wechselnden Höhen.

Wird eine größere Luftmenge bis unter ihren Tau- oder Sättigungspunkt abgekühlt, so scheidet sich eine entsprechende Menge Wasser in kleinen Tröpfchen ab — es entstehen, wie früher schont erwähnt, Nebel und Wolken.

Diese Tröpfchen senken sich allmählich herab, gelangen dabei in unterhalb liegende Luftschichten, welche wärmer, daher noch nicht vollständig mit Wasser gesättigt sind, und verdunsten wieder.

Ist jedoch der Feuchtigkeitsgehalt dieser unteren Luftschichten nahe dem Sättigungspunkte, dann fallen die Wassertropfen entweder als Regen zur Erde oder aber bilden sie im gefrorenen Zustande Hagel oder Schnee.

Alles auf die Erde in verschiedenen Formen niederfallende Wasser heißt Meteorwasser (meteorische Niederschläge); dieses Meteorwasser gelangt oft zum Teile gar nicht auf den eigentlichen Erdboden, sondern wird in den Baumkronen und sonstiger Vegetation zurückgehalten, wo es in geringem Maße von den Pflanzen aufgenommen wird, zum größern Teil aber verdunstet.

Ein anderer Teil der Niederschläge tritt in den Erdboden selbst ein — versickert — und gibt Anlaß zur Bildung von Quell- und Grundwasser.

Der restliche Teil endlich fließt oberirdisch ab und wird in den verschiedenen Gerinnen (Bäche, Flüsse, Ströme), dem größten Gefälle der Talsohlen folgend, allmählich wieder einem Hauptrezipienten, einem See oder dem Meere zugeführt.

Ewig und unabänderlich vollzieht sich dieser mächtige Kreislauf — ein Prozeß, bei dem nichts an Materie verloren geht, und der eine Summe von Arbeit mechanischer und chemischer Natur in sich birgt.

Nachdem es sich nun darum handelt, diese Arbeit in ihrer Größe und näheren Beschaffenheit, sowie der Nutzanwendung und Wirkung für die Land- und Forstwirtschaft kennen zu lernen, wollen wir uns nun mit diesem Gegenstande, soweit es der verfügbare Raum dieses Handbuches erlaubt, näher befassen und in erster Linie das Wasser in qualitativer Richtung behandeln.

3. Eigenschaften des Wassers.

Das Wasser, eine Verbindung von 2 Atomen Wasserstoff und 1 Atom Sauerstoff (H_2O), ist infolge seines großen Lösungsvermögens chemisch rein in der Natur nicht zu finden, sondern enthält alle jene Gase und festen Körper gelöst, welche sich in den Medien befinden, die das Wasser passiert. Das verhältnismäßig reinste Wasser ist das Regenwasser; dasselbe enthält jedoch stets auch Sauerstoff, Stickstoff, Kohlensäure, salpetersaures, auch kohlensaures Ammoniak, sowie Staubteilchen der Luft, von welchen es zumeist Kochsalz ($ClNa$) aufnimmt. Bei der Temperatur von $+4^{\circ}$ C., bei welcher das Wasser das Maximum der Dichtigkeit erreicht, wiegt 1 Liter (1 dm^3) genau 1 kg, 1 m^3 daher 1000 kg.

Das Wasser ist ein schlechter Wärmeleiter, besitzt hingegen eine große Wärmekapazität. Zum Erwärmen von 1 kg H_2O von 0° auf 1° ist 1 Wärmeeinheit erforderlich. Beim Verdunsten von 1 kg H_2O von einer Temperatur

von 0° werden 606, bei 10° 599 und bei 20° 593 Wärmeeinheiten latent, d. h. gebunden.

Das in Sümpfen, nassen Böden stehende und zur Verdunstung kommende Wasser entzieht daher dem Erdboden sehr viel Wärme, es macht ihn kalt.

Dem Regenwasser in seiner Reinheit zunächst stehend ist das in den von menschlichen Ansiedelungen und landwirtschaftlicher Benutzung entfernt liegenden Gerinnen fließende Bachwasser.

Das Quell- und Brunnenwasser, sowie das Grundwasser enthält, abhängig von den Bestandteilen der durchflossenen Bodenschichten, sowie der Dauer dieses unterirdischen Laufes, bedeutend größere Mengen von gelösten Salzen und Gasen.

Von den letztern ist es besonders die Kohlensäure, welche entweder als freie, halbgebundene oder als gebundene Kohlensäure in Form von kohlensauren Salzen auftritt.

Von den gelösten Salzen sind es insbesondere die Kalk- und Magnesiasalze, welche, von hervorragender Bedeutung, dem Wasser je nach dem größeren oder geringeren Gehalte verschiedene Eigenschaften verleihen. Enthält das Wasser geringe Mengen dieser Salze, so nennt man es weich, im entgegengesetzten Falle hart.

Die Härte des Wassers drückt man in sogenannten Härtegraden aus.

In Deutschland entspricht 1 (deutscher) Härtegrad 1 Teil Kalk (CaO) in 100000 Teilen Wasser oder die äquivalente Menge Magnesia MgO (1,0 Teile $MgO = 1,4$ Teile CaO).

1 französischer Härtegrad entspricht einem Gehalte von 1 Teil kohlensaurem Kalk $(CaO\,CO_2)$ in 100000 Teilen Wasser, es ist also 1 französischer Härtegrad = 0,56 deutschen Härtegraden.

Die Bestimmung der Härte des Wassers ist in vielen Fällen der praktischen Landwirtschaft und bei vielen Projekten des Kulturingenieurs unerläßlich.

Wenn auch die Bestimmung der Härte des Wassers, aus den Resultaten der quantitativen, chemischen Analyse gerechnet, Aufgabe des Chemikers ist, so kommen in der Praxis doch sehr häufig Fälle vor, wo zur ersten Orientierung es wünschenswert erscheint, daß der Landwirt oder Kulturingenieur selbst an Ort und Stelle sofort eine Härtebestimmung des Wassers vornimmt (z. B. bei Beurteilung der Verwendung eines Wassers zu Bewässerungs- und Wasserversorgungszwecken, für Speisung der Kessel der Lokomobilen zum Betriebe landwirtschaftlicher Maschinen etc.). Diese einfache und dabei bei einiger Übung auch genaue Bestimmung der Härte des Wassers besteht in nachfolgendem:

Es beruht diese Methode darin, daß die gelösten Kalk- und Magnesiasalze, welche den überwiegenden Hauptbestandteil der sogenannten „Härte" des Wasser bedingen, mittels einer genau titrierten, alkoholischen Seifenlösung herausgefällt werden. Man tröpfelt zu diesem Behufe in eine abgemessene Menge Wasser von dieser Seifenlösung und schüttelt jedesmal das Gemenge gut durch. Solange lösliche Kalk- und Magnesiasalze vorhanden sind, zersetzen diese die Seife unter Bildung unlöslicher Kalk- und Magnesiaseife —

die Flüssigkeit wird milchig, bei sehr harten Wässern flockig —, es entsteht nach jedesmaligem Schütteln kein Schaum oder doch kein bleibender Schaum, welch letzterer sich jedoch sofort zeigt, wenn ein auch nur geringer Seifenüberschuß zugesetzt wurde. Aus der verbrauchten Seifenlösung wird sodann auf den Gehalt des Wassers an Kalk- und Magnesiasalzen geschlossen.

Der zur Härtebestimmung mittels Seifenlösung notwendige Apparat (Hydrotimeter) ist sehr einfacher Natur und besteht eigentlich nur aus 2 Bestandteilen: einer Tropfbürette und einem Schüttelfläschchen.

Hydrotimeter.

In dem Apparate, welchen ich für ähnliche Untersuchungen seit Jahren in der zufriedenstellendsten Weise benütze, und welchen ich zuerst von Dehne in Halle a. S. bezogen habe, jetzt in Wien anfertigen lasse (Rohrbecks Nachfolger), werden 40 cm³ Wasser in einem Schüttelfläschchen der Untersuchung unterzogen.

Die Tropfbürette, aus welcher dem Wasser die alkoholische, titrierte Seifenlösung (nach Boudron und Boudet) beigesetzt wird, ist in französische Härtegrade eingeteilt und wird die Härte des untersuchten Wassers in dieser Einheit direkt abgelesen. Nachdem bei uns gewöhnlich die Härte des Wassers in deutschen Härtegraden ausgedrückt wird, so ist das gewonnene Resultat einfach mit 0,56 zu multiplizieren.

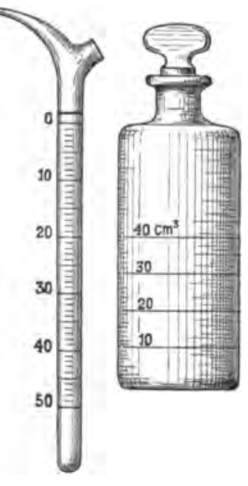


Fig. 20. Tropfbürette und Schüttelfläschchen.

Die Tropfbürette (Fig. 20) wird bis zu dem oberhalb des 0-Punktes der Skala befindlichen Teilstrich mit Seifenlösung und das Schüttelfläschchen bis zum Teilstrich 40 cm³ mit dem zu untersuchenden Wasser gefüllt.

Die zwischen diesem obersten Teilstrich und dem 0-Punkt der Skala befindliche Menge der Boudron-Boudetschen Seifenlösung ist imstande, in 40 cm³ destilliertem Wasser nach kräftigem Schütteln einen ca. 1 cm hohen, dichten, feinblasigen, mindestens 5 Minuten sich erhaltenden Seifenschaum zu bilden.

Das bei der Untersuchung eines anderen, nicht destillierten Wassers verwendete, obigen 0-Teilstrich überschreitende Quantum an Seifenlösung wird die Härte dieses Wassers in französischen Graden ausdrücken.

Es ist die Seifenlösung allmählich dem Wasser beizusetzen, jedesmal gut durchzuschütteln und diese Manipulation bis zur Bildung oben beschriebenen bleibenden Seifenschaumes fortzusetzen. Dieser Schaum unterscheidet sich wesentlich von dem sich gleich anfangs bildenden, großblasigen und nur kurz andauernden Schaum.

Bei sehr hartem Wasser wird eine Füllung der Tropfbürette nicht ausreichen und können in einem solchen Falle nur 10 oder 20 cm³ Wasser der Untersuchung zugeführt werden. Das Zeichen eines harten Wassers be-

steht in dem sofortigen oder baldigen Auftreten eines flockigen Niederschlages. Da dieser die Schaumbildung sehr undeutlich macht, so empfiehlt es sich, 20 cm^3 destillierten und 20 cm^3 des zu prüfenden Wassers zu mischen und die gefundenen Härtegrade mit 2 zu multiplizieren. Die Schüttelflasche ist nach jedesmaligem Gebrauche womöglich mit destilliertem Wasser zu reinigen.

Bei einiger Übung wird man auf diese Weise die Härte des Wassers (insbesondere bei den weicheren Wässern) auf $^1/_2$ Grad genau bestimmen können, was für die meisten Zwecke der Kulturtechnik mehr wie ausreichend ist.

Weiches Wasser gibt also mit Seife sofort oder bald einen durch einige Zeit bleibenden, dichten, feinblasigen Schaum.

Rührt die Härte nur von doppeltkohlensaurem Kalk her, so verschwindet sie bei längerem Stehen oder beim Kochen sehr bald — man nennt dies die „temporäre Härte" des Wassers. Es setzt sich dann der durch Entweichen eines Teiles der Kohlensäure des im Wasser löslichen, doppeltkohlensauren Kalkes entstehende, im Wasser unlösliche, einfachkohlensaure Kalk am Boden des Gefäßes ab.

Der Gehalt an schwefelsaurem Kalk (Gips) bedingt die sogen. „permanente Härte" des Wassers, welche sich auch durch Kochen nicht verändert.

In manchen Fällen und bei größeren Tiefen läßt sich schon nach der Farbe beurteilen, ob man es mit einem harten oder weichen Wasser zu tun hat, und zwar ist häufig hartes Wasser von einer bläulichen, Wasser von mittlerer Härte von einer grünlichen Färbung.

4. Messung und Berechnung der Niederschlagsmengen (Ombrometer, Regenkarten).

Nachdem nun die Qualität des Wassers im allgemeinen besprochen worden ist, sollen nunmehr — auf die Quantitätsbestimmung der in erster Linie maßgebenden Meteorwässer übergehend — die vorherrschend in Form von Schnee und Regen auf die Erde gelangenden Wasser-Quantitäten, somit also zuerst die Niederschlagsmengen behandelt werden.

Die Menge der atmosphärischen Niederschläge auf dem Kontinente wird im allgemeinen überall von der Art der atmosphärischen Zirkulation — von den herrschenden Winden abhängig sein, welch letztere wieder von der Verteilung des Luftdruckes abhängen.

Die starke Abkühlung der Kontinente im Winter begünstigt die Entwickelung eines sehr hohen Luftdruckes über denselben während dieser Jahreszeit, und infolgedessen erhält die Luft das Bestreben, gegen den Äquator und die wärmeren Meere hinzufließen. — Im Sommer ist es umgekehrt.

In dieser Jahreszeit erwärmt sich die Erdoberfläche der Kontinente in hohem Grade, während die Meeresfläche verhältnismäßig kühl bleibt; dadurch entsteht eine Reduzierung des Luftdruckes über dem Festland und das Bestreben der über dem Meeresspiegel unter höherem Drucke befindlichen Luft, gegen die Kontinente vorzudringen.

Die orographische Beschaffenheit einer Gegend hat ebenfalls einen bedeutenden Einfluß auf die Niederschlagsverhältnisse. — Es wurde durch vielseitige Messungen gefunden, daß die Mengen des Niederschlages im allgemeinen mit der Seehöhe des Ortes zunehmen; höher über dem Meere gelegene Landstriche weisen somit eine größere jährliche Regenhöhe auf, als dies bei niedriger gelegenen der Fall ist.

Weiter wurde beobachtet, daß im steilen Gebirgslande, ohne Rücksicht auf die Seehöhe, die Regenmengen im allgemeinen größer sind als im sanft abgedachten, wellenförmigen Hügellande.

Endlich wurde konstatiert, daß in den Ebenen die meteorologischen Niederschläge ihr Minimum erreichen.

Liegt entgegen der vorherrschenden, zumeist regenbringenden Windrichtung ein höherer und langer Gebirgszug, so werden an diesem die mit Wasserdampf gesättigten Luftschichten eine rasche Kondensation erfahren und die vor dieser Gebirgskette liegende Gegend häufigeren und intensiveren Regengüssen ausgesetzt sein.

Allein nicht nur die orographische Gestaltung der Gegend, ihre Seehöhe, sowie die herrschenden Winde sind maßgebend für die Größe, also Menge der jährlichen Niederschläge, sondern es übt auch die Pflanzenwelt und hier insbesondere der Wald einen bedeutenden Einfluß aus. — Die Erwärmung einer mit Vegetation bedeckten Gegend unter dem Einflusse der Sonnenbestrahlung und die Ausstrahlung von einer solchen Gegend während der Nacht verhalten sich ganz anders als bei einer vegetationslosen Oberfläche.

Die Vegetation empfängt die Sonnenbestrahlung durch zahllose Blätter und Äste und es entwickelt sich unter dieser Bestrahlung auf allen diesen Körpern alsbald eine lebhafte Verdunstung, wodurch Wärme absorbiert und die Luft kühler erhalten wird, als dies im Freien der Fall ist.

Die nächtliche Ausstrahlung dagegen geht viel langsamer vor sich, und zwar um so langsamer, je größeren Widerstand der Abfluß der wärmeren Luft bei der Bewegung an den Blättern und Ästen vorbei findet.

Jeder in die Atmosphäre aufragende Körper zwingt die Luft zum Aufsteigen und dadurch zur Abkühlung, und wird die letztere naturgemäß eine um so intensivere sein, je höher diese Körper sind.

Wenn daher ein feuchter Luftstrom über die mit Vegetation bedeckte Oberfläche dahinzieht, so wird nur ein Teil desselben in die vorhandenen Zwischenräume eindringen können; ein anderer Teil wird gezwungen sein, sich zu erheben.

Die Bedingungen für die Kondensation der Wasserdämpfe der aufsteigenden Luft werden um so günstigere sein, je höher die Vegetation in die Atmosphäre hineinragt — was insbesondere beim Walde der Fall ist.

Die Regenwahrscheinlichkeit ist also unter sonst gleichen Umständen bei einer mit Wald oder dichter Vegetation bedeckten Oberfläche eine größere als in einer vegetationslosen Gegend, insbesondere in der wärmeren Jahreszeit, in welcher die Temperaturdifferenz zwischen der freien Atmosphäre und jener im Walde ihr Maximum erreicht.

Nachdem diese Temperaturdifferenz im Hochgebirge größer ist als in der Ebene, so werden Hochgebirgswälder größere Regenmengen veranlassen als in der Ebene gelegene Wälder (sogenannte Auwälder).

Regenhöhe. Die Menge der Niederschläge wird allgemein durch die Höhe ausgedrückt, welche der Regen innerhalb einer gewissen Periode in Form einer gleichmäßig über die ganze Fläche ausgebreiteten Wasserschichte einnehmen würde, wenn angenommen wird, daß diese Fläche vollständig wasserdicht sei. Man nennt dieses Maß die Regenhöhe. Die Messung dieser Regenhöhen erfolgt durch sogenannte Ombrometer oder Regenmesser. Mit denselben wird somit die Höhe der Wasserschichte gemessen werden können, welche der einzelne Regenfall nach seinem Aufhören auf einer bestimmten Fläche erzeugen würde.

Solche Regenmesser müssen zumeist nach jedem Regen entleert werden, und wird das gesamte Regenquantum dann in einer eigenen Meßröhre gemessen. Handelt es sich um die Messung eines Schneefalles, so muß zuerst der im Regenmesser gesammelte Schnee geschmolzen und dann erst in Form von tropfbar-flüssigem Wasser der Messung unterzogen werden.

Es gibt jedoch auch solche Regenmesser, welche die Regenmessung automatisch, also selbstätig besorgen und die während eines Regenfalles variierenden Regenintensitäten graphisch zum Ausdrucke bringen. Solche Apparate heißen selbstregistrierende Regenmesser (Ombrographen). Sie sind wesentlich kostspieliger als die gewöhnlichen Regenmesser, werden daher nur in wichtigen meteorologischen Beobachtungsstationen errichtet, obwohl es sehr wünschenswert erscheint, nicht nur durchschnittliche Regenhöhen pro 24 Stunden, sondern auch die genaue Zeit des Beginnes und Endes jedes größeren Regenfalles, sowie die Größe und Dauer seiner größten Intensität (die Kulminationsperiode) zu kennen.

a) Gewöhnliche Regenmesser.

Ein solcher Regenmesser besteht zumeist aus 3 Teilen: a) dem Auffanggefäß, b) dem Sammelgefäß und c) der Meßröhre.

Die in Österreich gebräuchlichen Regenmesser haben gewöhnlich die aus Fig. 21 zu entnehmende Form

Das Auffanggefäß *a* besitzt zumeist eine Fläche von $F = 0{,}1$ m². Die Verbindung des Sammelgefäßes *b* mit dem Auffanggefäß ist entweder eine lösbare (mittels Bajonettverschluß *f*, Fig. 21a) oder aber eine fixe; im letzteren Falle befindet sich am konisch geformten Boden des Sammelgefäßes ein Ablaßhahn *h*, unter welchen die Meßröhre gestellt wird (Fig. 21b).

Die zweite Konstruktionsart ist insoweit unpraktisch, als beim Transport leicht ein Brechen der dünnen Verbindungsröhre beider großen Gefäße eintreten kann.

Die Meßröhre ist direkt in Regenmillimeter und Zehntelteile geteilt. Der Durchmesser der Röhre ist beliebig, während die Höhe der Regenmillimeter durch Rechnung gefunden wird.

Nehmen wir den Durchmesser des Auffanggefäßes (konischen Ringes etc.) $D = 0{,}1596$ m an, so wie er in Deutschland üblich ist, so beträgt die Auffang-

fläche $F = \frac{D^2 \pi}{4} = 0{,}02$ m²; für eine Regenhöhe $H = 0{,}001$ m $= 1$ mm ergibt sich somit ein Quantum $Q = F . H = 0{,}000\,02$ m³.

Sei d der beliebige Durchmesser der Meßröhre, z. B. $d = 0{,}05$ m, so ist die Fläche $f = \frac{d^2 \pi}{4} = 0{,}001\,96$ m².

Es muß nun $Q = f . h = 0{,}000\,02$ m³ sein, daraus ist $h = \frac{Q}{f} = 0{,}010$ m $=$ 10 mm, d. h. 1 mm wirklicher Regenhöhe entspricht in der Meßröhre einer Höhe von nahezu 10 mm.

Nehmen wir nun an, daß mit dem im Sammelgefäße b vorhandenen Regenwasser die Meßröhre, welche beispielsweise 70 mm effektive Skalahöhe besitzen würde (mit Bezug auf obiges Rechnungsbeispiel), 2 mal gefüllt werden könnte und der restliche Teil noch 18 Skalateile anfüllen möchte, so hätten wir $2 \times 7 + 1{,}8 = 15{,}8$ mm Regenhöhe gemessen.

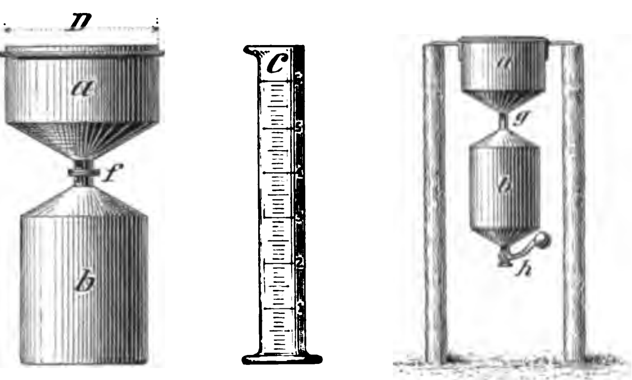


Fig. 21. Regenmesser.

Diese Regenmesser werden mittels zweier Haken an zwei Stangen oder an einem starken Pfahle so befestigt (aufgehängt), daß die Auffangfläche genau horizontal zu liegen kommt.

In Baden ist die in Fig. 22 veranschaulichte Konstruktion üblich, wobei die Auffangfläche $F = 0{,}020$ m² beträgt, also 5 mal kleiner als die österreichische (Prager) Type. Die durch den Ablaßhahn C zu füllende Meßröhre faßt in vorliegender Zeichnung 10 mm Regenhöhe. Die Auffangfläche ($F = 0{,}020$ m²) ist durch einen scharfkantig abgedrehten und kegelförmig her gestellten Messingring von 159,6 mm lichtem Durchmesser begrenzt.

In Deutschland ist weiter noch das System Hellmann (Fig. 23) sehr verbreitet. Der den Regenmesser bildende Zylinder besteht aus zwei Teilen; der obere Teil A bildet das eigentliche Auffanggefäß und besitzt im Innern einen trichterförmigen Boden; der untere Teil B dient als Behälter für das blecherne Sammelgefäß C.

Letzteres wird zwischen Führungsstäbchen auf drei untergestellte Korke derart eingesetzt, daß eine 3 cm starke Luftschicht das Sammelgefäß vor direkter Bestrahlung durch die Sonne und damit das Wasser vor Verdunstung schützt.

Manche der in Verwendung stehenden Regenmesser haben unter anderen den Nachteil, daß das Sammelgefäß zu klein ist und es bei großen Regen-

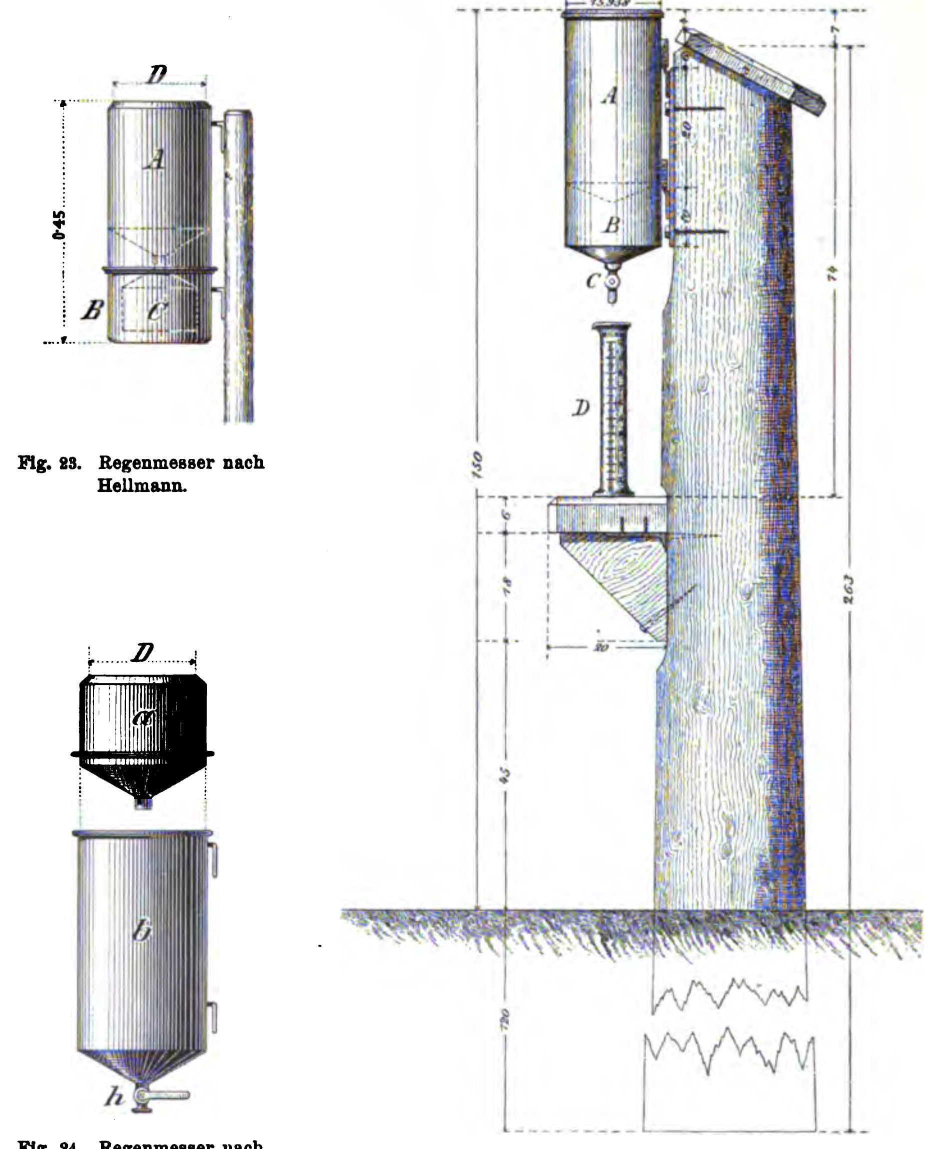


Fig. 23. Regenmesser nach Hellmann.

Fig. 24. Regenmesser nach Friedrich.

Fig. 22. Badischer Regenmesser.

mengen dort überfließt, wo keine wasserdichte Verbindung mit dem Auffanggefäße hergestellt ist und die Messung nur alle 24 Stunden vorgenommen wird — ein Übelstand, den ich in einzelnen ombrometrischen Stationen öfter zu bemerken Gelegenheit hatte.

Landregen bis zu 200 mm Höhe pro 24 Stunden sind auch im Hügellande wiederholt beobachtet worden und soll daher das Sammelgefäß eine Kapazität (Fassungsraum) von mindestens 200 mm Regenhöhe besitzen.

Ich würde daher eine Konstruktion der Regenmesser für die einfachen Stationen, wo nur einmal des Tages, mitunter auch in nach längeren Zeiträumen gemessen werden kann, wenn der Beobachter ohne Stellvertreter dienstlich verhindert wird, die regelmäßige Beobachtung zu besorgen (in exponierten Forsthäusern), empfehlen, wie sie die Fig. 24 veranschaulicht.

Aufstellung. Die Aufstellung des Regenmessers ist von großem Einfluß auf die gewonnenen Resultate. Es ist stets ein freier Ort, möglichst entfernt von Gebäuden, Bäumen, Mauern etc. so zu wählen, daß der Regen, selbst wenn er infolge heftigen Windes schräg auffällt, doch von allen Seiten frei zur Auffangfläche des Regenmessers gelangen kann. Wird als Grenze des schräg einfallenden Regens ein Winkel von 45° angenommen, so resultiert daraus die Regel, den Regenmesser mindestens ebenso weit von höheren Gegenständen (Gebäuden etc.) aufzustellen, als die letzteren hoch sind.

Beobachtungszeit. Gewöhnlich wird täglich um 7 Uhr früh der Niederschlag gemessen und für den vorhergehenden Tag in eigene Tabellen eingetragen. Bei einzelnen auffallend wechselnden Intensitäten wird jedoch auch eine Spezialmessung der Kulminationspunkte, Intensität und Dauer notwendig. Wir erhalten so die Regenmengen in Millimetern pro 24 Stunden. Die beobachteten Regenhöhen eines Monats addiert geben die Monatsregenhöhe, sämtliche Niederschläge eines Jahres summiert die Jahresregenhöhe des Beobachtungsortes.

b) Selbstregistrierende Regenmesser (Ombrographen).

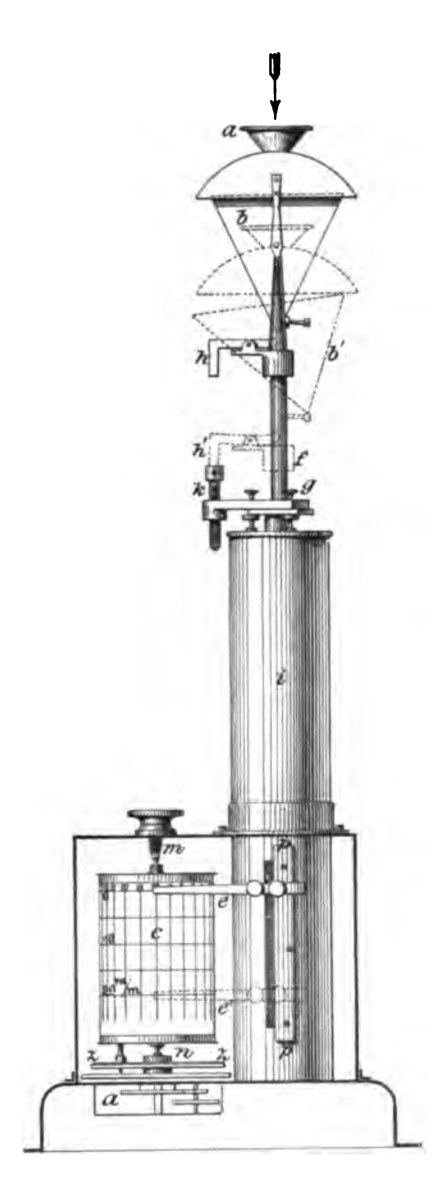
Von den bestehenden Konstruktionen soll hier zuerst das aus eigener Erfahrung verhältnismäßig gut bewährte System Hottinger (Fabrikant Fueß in Berlin, Preis 200 Kr.) beschrieben werden.

Dieses System beruht auf dem einfachen Prinzipe der Federwage.

In Fig. 25 bedeutet *a* den Auffangtrichter, durch welchen das aus dem am Dache des Hauses etc. angebrachten Auffanggefäße *A* vermittelst eines Kautschukschlauches herabfließende Regenwasser in die Umkippschale *b* geleitet wird. Dieses Blechgefäß von dreieckigem Querschnitte ist für eine Kapazität von 20 mm Regenhöhe, bezogen auf die Fläche des Auffanggefäßes *A*, gerechnet und um eine Achse drehbar, exzentrisch aufgehängt.

Das Kippgefäß bezw. die Lager desselben stehen in Verbindung mit einer vertikalen Stahlachse *f*, welche durch 3 Spiralfedern *s* equilibriert wird. Ihre vertikale Führung erhält sie durch 3 an den Innenwänden des Gehäusezylinders *i* gleitenden Rollen *r*. Die erforderliche Spannung der Spiralfedern erfolgt mittels der 3 Regulierschrauben *g* am oberen Deckel des Gehäuses *i*.

An der unteren Partie der Stahlachse *f* ist durch eine Schraube der Registrierstift *e* (am Ende mit einer dreieckigen Schreibfeder versehen) befestigt, welcher durch das am Zylindergehäuse befestigte Lineal *pp* geführt wird. Der Registrierstift kann durch eine zweite Schraube und Feder so reguliert werden, daß die Schreibfeder mehr oder weniger fest an das Papier der Schreib- oder Registriertrommel *c* angepreßt wird. Die letztere, in den



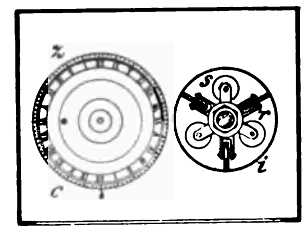


Fig. 25. Selbstregistrierender Regenmesser (System Hottinger).

Lagern *m n* laufend, kann durch Aufziehen eines Uhrwerkes *d* vermittels des Stiftes *t* in rotierende Bewegung derart gebracht werden, daß sie sich innerhalb 24 Stunden einmal umdreht.

Mit dem Zeigerblatte *z*, auf welchem die Nachtstunden speziell ersichtlich hervorgehoben sind, kann die jeweilig notwendige Einstellung der Trommel nach dem Beobachtungs-Zeitpunkt erfolgen.

Auf der Registriertrommel kann endlich in leichter Weise ein entsprechend vorgedruckter, rastrierter Papierstreifen, der gewöhnlich für einen Tag ausreicht, befestigt werden. Als Ordinaten sind Stunden oder Bruchteile, als Abszissen 20 mm Regenhöhe rastriert. Fließt nun durch den Auffangtrichter Wasser in das Kippgefäß ein, so wird dieses entsprechend dem Wassergewichte samt der Achse *f* und dem Registrierstift nach abwärts gedrückt werden. Mit demselben bewegt sich auch ein Ausschalt-Hebel *h*, welcher das Kippgefäß mittels einer auf dem Ende befindlichen Knacke während des Niedersinkens in der vertikalen Lage erhält, dessen anderes, umgebogenes Ende in dem Moment an die regulierbare Stellschraube *k* anstößt, wo das Gefäß gefüllt und der Registrierstift auf die horizontale Linie = 20 mm der Trommel (Stellung *e'*) angelangt ist. Durch das in diesem Augenblicke erfolgte Heben des Hebels *h* (Stellung *h'*) wird das Kippgefäß mit seiner unteren Kante frei, kippt um (Stellung *b'*), entleert sich, die nun nicht mehr belasteten Spiralfedern schnellen das Kippgefäß in die alte Lage zurück, wobei der Registrierstift (Schreibfeder) einen vertikalen Strich von der 20 mm- zur 0 mm-Linie zeichnet — das Spiel beginnt von neuem.

Hat es zu regnen aufgehört, so wird der Stift in der betreffenden Höhe per Skala von nun an einen horizontalen Strich bis zum nächsten Regen-

eintritt oder bis zur Auswechslung des Papierstreifens verzeichnen. Als ein Nachteil dieses Systems muß hervorgehoben werden, daß sich die Kippschale nicht immer vollständig entleert, und daß das Zurückschnellen derselben ein so vehementes ist, daß der Apparat häufiger Kontrolle und Nachhilfe bedarf. Auch würde ich eine größere Form des Auffangtrichters oder überhaupt eine Änderung der Einleitung des Wassers in die Kippschale empfehlen, da beim Hinaufschnellen der weiter auffallende Regen weggeschleudert wird, was wohl zum Teil durch ein entsprechend langes, durch den Trichter in die Kippschale hineinreichendes Kautschukrohr vermieden werden kann. Für die rasche Abführung des von der Kippschale entleerten Wassers muß natürlich vorgesorgt werden, sowie man auch für eine entsprechende Umhüllung des teuern Instrumentes Sorge tragen muß.

Wesentlich einfacher in der Konstruktion, wenn auch nicht billiger, sind die Ombrographen (Schwimmer-Systeme) nach Iszkowsky-Wien und Hellmann-Fueß-Berlin. Der letztere ist in Fig. 26 abgebildet.

Am Dache des zum Schutze des Instrumentes dienenden zylindrischen, aus Blech angefertigten Häuschens ist ein normales Auffanggefäß von 200 cm^2 Fläche situiert. Das Regenwasser fließt durch eine gebogene Metallröhre in das zylindrische Gefäß *G* ein. In diesem Zylinder befindet sich ein Schwimmer mit einer Führungsstange *S*, an welcher, ähnlich wie bei anderen Systemen, ein federnder Hebelarm mit einer Schreibfeder befestigt ist, der sich an die mit dem rastrierten Papier umspannten Trommel *T* anlehnt, welche durch ein Uhrwerk in 24 Stunden einmal um sich selbst gedreht wird. Um die Adhäsion möglichst zu überwinden, liegt der Schwimmer nicht am Boden des Gefäßes *G* auf, sondern schwimmt in ca. 6 cm Höhe vom Boden, bei welcher Lage die Schreibfeder auf die Nulllinie des Millimeterpapieres einspielt. In dem Maße, als durch den einfließenden Regen der Wasserspiegel im Gefäße *G* steigt, hebt sich auch der Schwimmer und damit der Schreibstift, welcher also eine bestimmte Diagrammlinie zeichnen wird. Ist das Gefäß mit 200 cm^2 gefüllt, welches Quantum einer Regenhöhe von 10 mm entspricht, so steht der Schreibstift auf der 10 mm Linie des Papierstreifens. In diesem Moment tritt aber ein seitwärts angebrachter Glasröhrenheber in Funktion, durch welchen eine rasche Entleerung des Gefäßes *G* erfolgt, der Schwimmer sinkt damit in seine ursprüngliche Lage zurück und zeichnet die Feder auf der Trommel einen nahezu senkrechten Strich von 10 auf 0 mm. Das in ein offenes, am Boden des Kastens stehendes Gefäß ausfließende Wasser kann eventuell zur Kontrolle der gesamten Regenhöhe in einer gewöhnlichen Meßröhre abgemessen werden.

Der Regenmesser von Iszkowsky beruht auf dem gleichen Systeme.

In Stationen, wo nicht immer täglich abgelesen werden kann, würde sich, ähnlich wie bei den Barographen, Thermographen etc., eine Trommel empfehlen, welche für eine 1 wöchentliche Aufzeichnung ausreicht.

Der in Fig. 26 abgebildete Ombrograph nach Prof. Hellmann, vom Mechaniker R. Fueß in Steglitz bei Berlin gebaut, kostet 176 M. (200 Kr.).

Regenmenge. Die Regenmenge wird aus der Regenhöhe gefunden, wennman die Regenhöhe mit der Niederschlagsfläche multipliziert. Nehmen wir

z. B. an, die Regenhöhe eines Tages wäre mit $h = 20$ mm $= 0{,}020$ m gemessen worden, so entspricht dies pro qm einer Regenmenge $R_{24\,h} = Fl\,.\,h = 0{,}020$ m³, pro ha $= 10000$ m², $R_{ha} = 200$ m³, pro km² $= 1000000$ m², $R = 20000$ m³ Regenmenge.

Sehr häufig wird jedoch die Regenmenge zu berechnen sein, welche auf eine größere Fläche niedergefallen ist, zum Beispiel in jenem Falle, wo es sich darum handelt, das Verhältnis des Wasserquantums, welches ein Bach an einer bestimmten Stelle abführt, zu dem Niederschlagsquantum, d. i. also den sogenannten Abflußkoeffizient, zu bestimmen. In einem solchen Falle muß zuerst diese Fläche, das sogenannte Niederschlagsgebiet des Wasserlaufes, erhoben und dessen Größe festgesetzt werden.



Fig. 26. Registrierender Regenmesser (Hellmann-Fueß).

Man bedient sich dazu am besten der genauen Landkarten, für Österreich der vom k. k. militärisch-geographischen Institute herausgegebenen Spezialkarten im Maßstabe von 1 : 75000 oder der Detailkarten 1 : 25000, in welchen durch übersichtliche Terrainschraffierung die Konfiguration desselben und auch der Umfang der arrondierten Waldkomplexe deutlich zu ersehen ist.

In diese Karten wird man in erster Linie die sogenannte „Wasserscheide“ für das entsprechende Abflußgebiet einzeichnen (Fig. 27). Die durch diese Linie begrenzte schraffierte Fläche ist das Niederschlagsgebiet für die Abflußstelle A. Die Größe dieses Niederschlagsgebietes kann berechnet werden mittels eines Planimeters oder aber, wenn ein solcher nicht zur Verfügung steht, mittels der Äquidistanten-Methode.

Es wird die Fläche in beliebig viele gleichbreite Lamellen eingeteilt und das arithmetische Mittel der Breiten b mit der Gesamtlänge L multipliziert. Es ist sonach

$$Fl_{qm} = \frac{b_0 + b_1 + b_2 + \ldots\ldots + b_n}{n+1} \,.\, L_m.$$

Gesetzt den Fall, wir hätten eine Fläche $Fl = 6{,}583$ km² gefunden, während die beobachtete Regenhöhe $h = 15$ mm betrug, so erhalten wir als Regenmenge

$$R = 6583000 \text{ m}^2 \times 0{,}015 \text{ m} = 98745 \text{ m}^3.$$

c) Größe der jährlichen, monatlichen und täglichen Niederschläge.

Die durchschnittlichen Regenhöhen pro Jahr betragen z. B. für Österreich (exkl. der Alpenländer) und Deutschland im Mittel 600—700 mm, und zwar ist diese Regenhöhe nach den Quartalen folgendermaßen verteilt:

Winter-Quartal (Dezember—Februar) . . .	20 %.
Frühlings-Quartal (März—Mai)	22 „
Sommer-Quartal (Juni—August)	33 „
Herbst-Quartal (September—November) . .	25 „
Zusammen:	100 %.

Dies gibt also für eine mittlere jährliche Regenhöhe von 650 mm:

Winter	130 mm.
Frühling	141 „
Sommer	217 „
Herbst	162 „
Zusammen:	650 mm.

Die geringsten Regenhöhen sind am Ende des Winters, die größten im Hochsommer (der regen- oder niederschlagärmste Monat ist zumeist der Februar

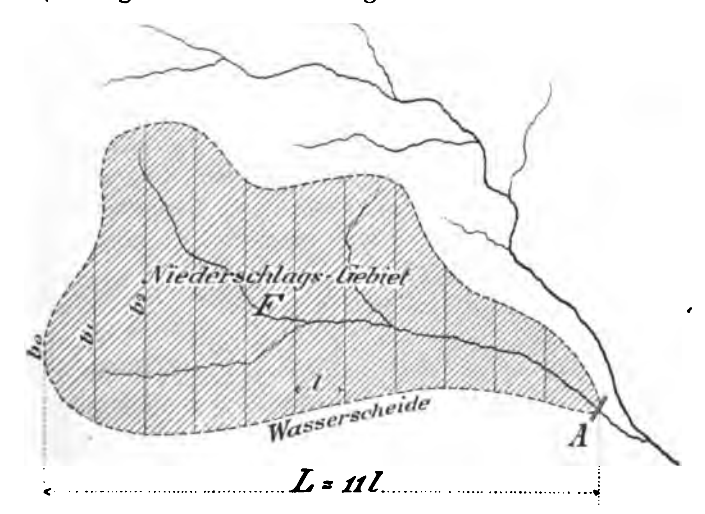


Fig. 27. Zeichnung des Niederschlagsgebietes.

oder Januar, der regenreichste der Juni für Flach- und Hügelland). In den Gebirgsgegenden (Mittelgebirge) erreicht die Jahressumme 1000 mm. Im Hochgebirge erreicht sie bei uns zuweilen eine Höhe von 2000 mm = 2 m und darüber (Raibl in Kärnten 2183 mm).

In anderen tropischen und nichttropischen Gegenden überschreitet die jährliche Regenhöhe dieses Maß ganz bedeutend. So hat z. B. Padany auf Sumatra 4800 mm, die Station Cherrapungee in Bengalen 12500 mm mittlere jährliche Regenhöhe, die letztere Station im Jahre 1861 sogar 23000 mm. Die jährliche Regenhöhe in den Khasia-Bergen in Nordindien soll 15000 mm betragen; in diesen Gegenden fiel einmal binnen 5 Tagen ein Regen von ca. 4000 mm Höhe.

Aber auch die täglichen Niederschläge erreichen in den Tropen mitunter ganz enorme Höhen. So fiel im Orte Nedunkeni im nördlichen Ceylon binnen 24 Stunden (vom 15. zum 16. Dezember 1897) im ganzen 806 mm, das ist die Hälfte der dortigen mittleren Jahresregenhöhe von ca. 1648 mm. In der früher genannten Station Cherrapungee in Bengalen fielen am 14. Juni 1876 binnen 24 Stunden **1036 mm** Regen, innerhalb 5 aufeinanderfolgender Tage **2898 mm,** in Purniah (Nordbengalen) pro Tag 889 mm.

Außer diesen überhaupt bekannten größten Regenhöhen fielen im Anfang der 90er Jahre in Gibraltar, und zwar binnen 26 Stunden **838 mm.** Ähnliche abnormal intensive Regenhöhen weist Genua mit 762 mm binnen 26 Stunden, Joyeuse in Frankreich 761 mm in 22 Stunden, Fiume 268 mm innerhalb $11^1/_2$ Stunden, Ragusa 298 mm, Crkvice (Dalmatien) 323 mm, Admont (Steiermark) 287 mm und Neuwiese (Riesengebirge Böhmen, 780 m Seehöhe) sogar vom 29. zum 30. Juli 1897 **345 mm.**

Über sehr kurz andauernde aber intensive Regenfälle (Wolkenbrüche) in Rußland gibt Professor Klossovsky in Odessa nachstehende Daten: Während im südwestlichen Rußland das normale Tagesmaximum 100 mm (pro 24 Stunden) beträgt, überstieg der Regen am 22. Oktober 1886 im Gouvernement Cherson dieses Maß und betrug das abnormal größte Tagesmaximum an diesem Tage 160 mm. Am 1. Oktober 1887 fielen in Petrowstrow (Cherson) binnen 8 Minuten 20 mm, am 14. Juni 1892 in Adreievka (Taurien) binnen 15 Minuten 44 mm, am 15. April 1890 in Koroventzy (Pultava) in 10 Minuten 56 mm und endlich am 9. Juli 1896 in Nargatov (Cherson) in **30 Minuten 98,6 mm,** eine Höhe, die selbst in regenreichen Tropengegenden als außerordentlich groß angesehen werden muß (Meteorol. Zeitschrift 1898, S. 191).

Diesen Maximas entgegengesetzt gibt es in den Tropen ganz regenlose Gegenden, z. B. Copiapo in Chile mit 8 mm, und solche mit sehr geringen Niederschlägen, z. B. St. Helena mit 140 mm. — In unseren Gegenden sind die regenärmsten Gebiete zumeist die Ebenen. Im mittleren Böhmen und in den Grenzgebieten von Mähren und Niederösterreich etc. sinkt die jährliche Regenhöhe bis auf 200—300 mm herab.

Bezüglich des Einflusses der Seehöhe auf die jährliche Regenmenge hat Bebber nachstehende Zusammenstellung aus 122 Beobachtungsstationen (exkl. der Küstenstationen), nach der Seehöhe geordnet, veröffentlicht:

Seehöhe der Station	Regenmenge
von 100 bis 200 m	583 mm
„ 200 „ 300 „	650 „
„ 300 „ 400 „	696 „
„ 400 „ 500 „	782 „
„ 500 „ 700 „	852 „
„ 700 „ 1000 „	995 „
„ 1000 „ 1200 „	1308 „

In vielen Fällen kann jedoch die örtliche Lage des Beobachtungsortes und der nächsten Gebirgszüge viel einflußreicher auf die Regenmenge werden, als dies durch die Seehöhe bedingt wäre. Um eine Übersicht der mittleren

jährlichen und Quartal-Regenmengen einiger Städte Österreichs und Deutschlands zu bieten, folgt nachstehend eine diesbezügliche Tabelle:

Beobachtungs-station	Seehöhe m	Mittlere Regenhöhe pro Jahr in mm	in den Quartalen: Winter	Frühling	Sommer	Herbst
			in Prozenten der Jahressumme			
Triest	24	1114	18	22	23	37
Kiel	47	648	22	19	32	27
Berlin	49	594	23	22	33	22
Görz	94	1642	19	23	27	31
Budapest	128	527	20	25	30	25
Wien	194	595	19	25	34	22
Bodenbach	142	630	21	23	35	21
Straßburg	144	672	12	23	34	26
Dresden	128	548	18	23	37	22
Prag	202	460	14	25	40	21
Ratibor	207	588	16	22	40	12
Brünn	210	512	17	23	38	22
Krakau	220	630	15	22	41	22
Czernowitz	257	615	13	25	44	18
Stuttgart	268	607	17	24	36	23
Meran.	349	689	13	21	31	34
Graz	371	1219	12	20	42	26
Friedrichshafen	407	833	18	24	34	24
Bregenz	401	1551	18	25	36	21
Salzburg	430	1160	14	23	42	21
Ischl	451	1625	19	25	36	20
Klagenfurt	440	961	13	22	36	29
München	529	804	14	24	41	21
Innsbruck	574	872	17	23	37	23
Bad Gastein.	1020	1070	15	20	39	26
Brocken (Gipfel) . . .	1142	1669	28	22	29	21

Diese mittleren Regenhöhen ändern sich natürlich alljährlich, je nach der Zahl der Beobachtungsjahre, aus welchen die Mittel gerechnet werden. So beträgt das 30jährige Mittel für Wien 637 mm, im 60jährigen Mittel 620 mm; Brünn im 57jährigen Mittel 522 mm, im 48jährigen Mittel 509 mm; Prag im 65jährigen Mittel 449 mm.

Für Mitteleuropa beträgt diese Schwankung in der mittleren Jahresregenhöhe ca. 15 % (nach Dr. Hann), während die Extreme für eine lange Reihe von Jahren durchschnittlich 150 % voneinander und ca. 54 % im Mittel abweichen können. (Für Brünn beispielsweise beträgt diese Differenz zwischen Maximum und Minimum 300 %.)

Nach Dr. Hann kommen in Österreich auf 100 Jahre 34 zu trockene, 29 nasse und nahezu 37 normale Jahre.

Regenkarten. Die für ein Land durch eine Reihe von Beobachtungsstationen gewonnenen Resultate über die Regenhöhen werden zumeist in

Tabellen eingetragen, sollten jedoch der leichten Übersicht wegen graphisch in Form von Regenkarten (Isohyetenkarten) dargestellt werden. Solche Regenkarten sollen für die jährliche Regenhöhe, für die einzelnen Quartale und für einzelne, besonders intensive Landregen, welche sehr große Überschwemmungen erzeugt haben, konstruiert werden..

In gleicher Weise wie die Horizontalterrainkurven, Schichtenlinien, Isohypsen konstruiert werden, geschieht auch das Zeichnen der Linien gleicher Regenhöhen (Isohyeten), welche aus den Daten der über das Land zerstreut liegenden meteorologischen Stationen gerechnet werden.

Nachdem zur Lösung aller volkswirtschaftlichen Wasserfragen eine möglichst genaue Kenntnis der Größe und Verteilung der Regenmengen, in Ermangelung anderer positiver Daten, gehört, so wäre nur zu wünschen, daß alle Kulturländer dieser Frage durch Errichtung zahlreicher ombrometrischer Stationen und übersichtlicher Veröffentlichung der gewonnenen Resultate nahetreten würden. Nur den älteren Hydrotekten werden die Schwierigkeiten noch erinnerlich sein, welche sich bei Lösung einer größeren Wasserfrage durch den absoluten Mangel an ombrometrischen Aufzeichnungen entgegenstellten.

Die Berichte der meteorologischen Zentralstationen beschränkten sich auf wenige Hauptstädte bezw. Hauptstationen, und wurden damals, in einzelnen Fällen, von dem Streben nach wissenschaftlicher Effekthascherei gegenüber dem Laien geleitet — Kombinationen von Regenstationen gemacht, die nur zu sehr an die sprichwörtlich gewordene Zusammenstellung „Wien—Berlin und Kopenhagen" erinnern.

Das Großherzogtum Baden und das Königreich Bayern waren insbesondere in dem Bestreben nach Erweiterung der hydrographischen Publikationen bahnbrechend. In Österreich waren es die Länder Mähren und Böhmen, welche besonders in den beiden letzten Dezennien des vorigen Jahrhunderts das ombrometrische Beobachtungsnetz wesentlich erweiterten bezw. eine möglichst dichte Verteilung der Stationen durchführten.

Die Markgrafschaft Mähren, in welcher durch den naturforschenden Verein in Brünn die Sammlung und Herausgabe der meteorologischen Daten veranlaßt worden sind, weist derzeit das dichteste Beobachtungsnetz auf. Auf meine Anregung als ehemaliges Mitglied der meteorologischen Kommission wurden seit mehr als einem Dezennium auf Kosten des Landes vom naturforschenden Verein jährlich 4--5 Isohyetenkarten nach Art der in Tafel I durchgeführten Art veröffentlicht. Dieselben umfassen die Jahressumme, weiter die 4 Quartalsummen, und kommt in einzelnen Jahren noch eine 5. Karte hinzu, welche die Verteilung eines besonders intensiven, über das ganze Land verbreiteten Landregens, der größere Überschwemmungen im Gefolge hatte, zur Anschauung bringt. Seit dem Jahre 1893 wurde in Österreich der hydrographische Dienst zentralisiert und das kk. hydrographische Zentralbureau des Ministeriums des Innern in Wien gegründet, welches staatliche Institut nnnmehr auf Grund der von allen Stationen der Monarchie einlaufenden Daten alljährlich die meteorologischen Beobachtungen nicht nur publiziert, sondern auch wissenschaftlich verwertet.

Schwankungen in den Jahressummen einer Station. Die jährlichen Regenhöhen eines und desselben Beobachtungsortes variieren selbst ganz bedeutend. Auf Tafel II sind die bisher überhaupt als verlässlich bekannten Jahresregenhöhen von drei der ältesten österreichischen Stationen Wien, Brünn und Prag vergleichsweise zusammengestellt, aus welchen Graphikon, insbesondere bezüglich Brünn und Wien, eine im großen und ganzen vorhandene Übereinstimmung des Hauptmaxima und Minima ersehen werden kann. Aus dem Graphikon der Regenhöhen für Brünn für 57 Beobachtungsjahre ist zu ersehen, daß Brünn bei einer Seehöhe von 210 m eine mittlere jährliche Regenhöhe von rund 522 mm aufweist. Die kleinste Jahressumme betrug im Jahre 1852 260 mm, die größte im Jahre 1879 790 mm, also eine Differenz von ca. 1 : 3. Wien, Hohe Warte, 203 m Seehöhe, hat im Mittel der Beobachtungsjahre eine Jahresregenhöhe von 620 mm, als Minimum 422 mm (1858) und als Maximum 861 mm (1879). Aus dem Graphikon ist ferner zu entnehmen, daß beiläufig alle 8—12 Jahre ein Maximum und ein Minimum eintritt, daß diese Maxima selbst wieder innerhalb größerer Zeiträume wachsen, also Maximas 1., 2., 3. Ranges unterschieden werden. Diese überall wahrzunehmende gewisse Regelmäßigkeit wurde auch für große Zeitepochen festgestellt, und versuchte man diese Erscheinung durch verschiedene Hypothesen (Zusammenhang mit den Sonnenfleckenmaximas etc.) zu erklären.

Wie variabel die. jährlichen Regenhöhen eines und desselben Ortes sind, zeigt die nachstehende Zusammenstellung für Wien, in welchem Stadtterritorium derzeit 13 Beobachtungsstationen bestehen, wobei die „Hohe Warte" als Hauptstation der kk. meteorologischen Zentralanstalt anzusehen ist.

Beobachtungsstation:	Seehöhe m	Jahresregenhöhe im Jahre 1902 mm	50jähriges Mittel (1851/1900) mm
Freudenau	158	569	540?
Lagerhaus	161	600	540?
Zentralfriedhof	175	677	—
Neues Rathaus	180	595	—
Nußdorf	200	695	—
Hohe Warte	203	692	650
Laerberg	209	573	—
Westbahnhof	211	562	540?
Breitensee	237	697	710
Schmelz	237	635	630
Rosenhügel	244	754	—
Schafberg	268	688	720
Kahlenberg	483	755	690

Man muß also bei Verwertung der Daten für ältere größere Stationen vorerst erheben, ob sich dieselben auf eine und dieselbe Beobachtungsstation beziehen.

Intensive Regenfälle. Für viele Aufgaben der Kulturtechnik ist die Kenntnis der extremen Regenfälle hochwichtig, indem diese beinahe ausschließlich die Ursache der schädlichen Sommerhochwässer bilden.

Wenn ich speziell nur unsere Verhältnisse ins Auge fasse, so können Sommerhochfluten auf kleineren Niederschlagsgebieten durch intensive Landregen oder Wolkenbrüche entstehen, während bei größeren Niederschlagsgebieten große Überschwemmungen im Sommer nur durch Landregen erzeugt werden, indem Wolkenbrüche selten über größere Gebiete als 5—6 km² gleichzeitig niedergehen. Landregen, welche in hügeligen Gegenden und Mittelgebirgen fallen und im Flachlande große Überschwemmungen erzeugen, können im allgemeinen mit einer mittleren Intensität von $h = 4$ mm und einer Regendauer von 24 Stunden angenommen werden. Dies entspricht einer gesamten Regenhöhe von 96—100 mm.

Zur Berechnung des maximalen Abfuhrvermögens (Kapazität) von Brücken, Bächen und Flüssen bei Niederschlagsgebieten über 10 km² bis 500 km² kann also eine Regenhöhe von $h = 100$ mm angenommen werden, welche Annahme auf eigenen, vieljährigen Erfahrungen basiert.

Bei kleinen Niederschlagsgebieten (bis Maximum 10 km²) muß jedoch auch mit Wolkenbrüchen gerechnet werden, welche pro Stunde 40 mm betragen können. Intensivere Wolkenbrüche, welche 60, 80 und mehr Millimeter pro Stunde betragen, kommen nur äußerst selten vor und haben dazu meist nur eine Dauer von 5—45 Minuten.

Mit allen solchen abnormalen, höchst seltenen Extremen kann mit Berücksichtigung der Bauökonomie und Rentabilität von Bauanlagen nicht gerechnet werden, doch ist bei gewissen großen Objekten selbst für solche extreme Fälle durch entsprechend große Überfälle zu sorgen. So wurden innerhalb der 48 Jahre in Brünn nur 6 starke Wolkenbrüche und Landregen (42—91 mm) beobachtet, und dabei erstere nur von kürzerer Dauer. Wien weist als absolutes Tagesmaximum (15. Mai 1885) 139 mm, also $22^1/_2$ % der mittleren Jahresregenhöhe auf. Andere österr. Stationen zeigen jedoch viel intensivere, sehr kurz andauernde Wolkenbrüche, so z. B. Villach (Kärnthen) am 28. Mai 1904 197 mm in 45 Minuten, also pro Minute 4,38 mm; Gleichenberg (Steiermark) am 5. August 1893 65 mm in 30 Minuten, also pro Minute 2,17 mm; Mariabrunn bei Wien am 1. August 1896 17,4 mm in 5 Minuten, also pro Minute 3,84 mm; Wien am 1. August 1896 37,3 mm in 15 Minuten, also pro Minute 2,49 mm. Diese Zahlen, welche für Mitteleuropa hier als geltend angegeben wurden, werden natürlich in anderen Weltteilen noch übertroffen, wie dies früher durch einige Beispiele, besonders Cherrapungee, bereits erläutert wurde, zu welchen noch nachstehend hinzuzufügen wären: Campo (Kalifornien) im August 1891 292 mm in 1 Stunde, also pro Minute 4,87 mm; Curtea de Arges am 7. Juli 1889 205 mm in 20 Minuten, also pro Minute 10,25 mm.

Anzahl der Regentage. Dieselbe ist gleichfalls eine sehr variable. Während z. B. an der Westküste Südamerikas während eines Jahres 1—10 Regentage zu verzeichnen sind, steigt diese Anzahl auf der Insel St. Paul bis 330 Tage. In europäischen Städten beträgt die mittlere Anzahl der Regen-

tage 100—200 (Wien hat ca. 150, Berlin 170, Leipzig 190, Brünn im Maximum 208, im Minimum 78 Tage).

5. Einfluſs des Waldes auf die Menge des auf den Erdboden gelangenden Niederschlags.

Die gesamte, niedergehende Regenmenge ist nur in jenen Fällen ganz in Rechnung zu ziehen, wo das Niederschlagsgebiet vollständig aus Freiland besteht. Ist ein Teil desselben Waldland, dann hat eine entsprechende Reduktion der ombrometrisch gemessenen Regenhöhe, bezw. der daraus gerechneten Regenmenge einzutreten.

Nach Versuchen von Ebermayer gelangen im allgemeinen bei Waldland nur 75 % der ombrometrischen Regenmengen auf den Erdboden, während 25 % in den Baumkronen zurückgehalten werden und wieder verdunsten. Nach Beobachtungen von Seckendorff gelangten bei mittel-intensiven Regen nachstehende Prozente von den auf die Kronen gefallenen Regenmengen wirklich zu Boden:

Bei Buchenbestand rund . . .	62 %.
„ Eichenbestand „ . . .	69 „
„ Ahornbestand „ . . .	69 „
„ Fichtenbestand „ . . .	32 „

Es würden sonach die Nadelholzbestände $^2/_3$ der Regenmengen zurückhalten, während die anderen Resultate, bei Laubholzbeständen, sich mehr den Versuchsresultaten von Ebermayer nähern. — Nach Ney sollen in Deutschland zu Boden gelangen (im Durchschnitt der Jahre 1875—1884):

Bei Buchenbestand.	77 %.
„ Kiefernbestand	72 „
„ Fichtenbestand	80 „

Die Retension (Zurückhaltung) des Waldes ist jedoch auch von dem Alter und der Dichtigkeit des Bestandes, insbesondere jedoch von der Intensität des Regens abhängig und danach sehr variabel. Für hydrotechnische Berechnungen wird man allgemein mit größeren Sicherheitskoeffizienten rechnen, und insbesondere mit Berücksichtigung des Umstandes, daß auf größeren Gebieten man es auch mit Jungwaldbeständen zu tun hat, das Ebermayersche Mittelresultat anwenden können.

6. Verlauf des auf die Erdoberfläche gelangenden flüssigen Wassers.

Das auf den Boden entweder als Regen auffallende Wasser oder der auf demselben schmelzende Schnee gelangt zum Teil wieder zur Verdunstung, zum Teil fließt es oberflächlich ab, erreicht unter dem Einflusse der Schwerkraft die tiefsten Stellen des Bodens, die Rinnen, Mulden, Täler, sammelt sich daselbst und bildet Bäche und Flüsse, Teiche und Seen; zum restlichen Teile endlich versickert es im Boden und gibt Anlaß zur Bildung von Quellen und Grundwasser. Prozentuell ausgedrückt sind die Mengen des verdunsteten, versickerten und abgeflossenen Wassers sehr verschieden.

Im allgemeinen hängt dieses Verhältnis von der Beschaffenheit der Bodenoberfläche, der Neigung derselben, der Bedeckung mit Waldstreu oder

mit Vegetation, ab. Auf steilen, kahlen Felsflächen wird der größte Teil des Wassers zum Abflusse gelangen, während Waldstreu und üppiger Graswuchs den Abfluß verzögern und Anlaß zu größerer Verdunstung und Versickerung geben, welche umso größer werden, je poröser oder zerklüfteter der Boden, je sanfter die Neigung desselben (das Gefälle) ist.

In der heißen Jahreszeit wird die Verdunstung am größten werden; bei schwachen Regenfällen, bei vor dem Regen ganz ausgetrocknetem Boden, wird das Abflußquantum minimal sein etc. Wir sehen also daraus, daß zur richtigen Wahl dieser Abfluß-, Verdunstungs- und Versickerungskoeffizienten eine genaue Lokalkenntnis des Niederschlagsgebietes gehört, und daß der Land- und Forstwirt, sowie der Kulturingenieur bei der Beurteilung einschlägiger Fragen und Lösung kulturtechnischer Probleme nicht einfach irgend eine aus einem Handbuche entnommene Zahl verwenden darf, will er sich nicht großen Täuschungen aussetzen. Da heißt es die Gegend zu durchforschen, ihren Charakter kennen zu lernen, selbständig Messungen über den Prozentsatz der abgeflossenen Regenmengen in einzelnen, charakteristischen Fällen vorzunehmen. Es gibt wohl auch viele Fälle, wo es sich darum handelt, diese Prozentsätze nur generell zu beurteilen. Es kann in diesen Fällen selbstverständlich nur mit ungefähren Mittelzahlen gerechnet werden, und werden die einzelnen Zahlen immer dem Zweck, welchem sie dienen, anzupassen sein, wobei der Sicherheit wegen stets der Bestand ungünstiger Faktoren angenommen werden muß.

Im allgemeinen Jahresdurchschnitt wurde nach alten Messungen als Grundsatz aufgestellt, daß von den auf den Boden gelangenden Niederschlagsmengen $^1/_3$ verdunstet, $^1/_3$ versickert und $^1/_3$ zum freien Abfluß gelangt. Diese Zahlwerte können jedoch nur für große Niederschlagsgebiete bei Beurteilung der jährlich zur Verfügung stehenden Abflußmengen benutzt werden.

Von den zur Versickerung gelangenden Wasserquantitäten dürften 5—20% der Jahresregenhöhe durchschnittlich für Speisung der Quellen und Erhaltung des Grundwasservorrates zu rechnen sein.

Nach von mir im Jahre 1897 vorgenommenen Messungen an einer Grundwassersammelanlage (für eine städtische Wasserversorgung), welche durch ein Niederschlagsgebiet von 21 km² gespeist wurde, wobei die Jahresregenhöhe (entsprechend der mittleren Regenhöhe des in 370 m Seehöhe gelegenen Beobachtungsortes) 830 mm betrug, das Einzugsgebiet meist bewaldet ist und in einer Seehöhe von 370 m bis 1000 m liegt, das Gebirgsmassiv aus ziemlich durchlässigem Karpatensandstein besteht und endlich der Umstand in Berücksichtigung zu ziehen ist, daß diese Wassersammelanlage nicht das ganze diesem Einzugsgebiet entsprechende Grundwasser abfängt, ergeben sich nachstehende Resulutate.

Die jährliche Regenhöhe betrug . . . . 17,430,000 m³.
Die jährliche Grundwasser-Abflußmenge (in der Sammelanlage) . . . . 516,600 „

Es ergibt sich somit eine mittlere jährliche Grundwasser-Abflußquote von 3%.

Auf die einzelnen Monate verteilt, ergeben sich nachstehende mittlere monatliche Abflußquoten:

Monat	Regenhöhe in mm	Regenmenge in m^3	Grundwasser-Abflußmenge in m^3	Mittlere monatliche Abflußquote in $^0/_0$
Januar	23	483,000	24,000	5,0
Februar . . .	25	525,000	24,400	4,6
März	39	819,000	38,400	4,7
April	87	1,827,000	56,500	3,0
Mai.	128	2,688,000	71,500	2,7
Juni	65	1,365,000	50,400	3,7
Juli	164	3,444,000	40,700	1,2
August	142	2,982,000	57,800	1,9
September . .	71	1,491,000	51,300	3,4
Oktober . . .	49	1,029,000	46,300	4,5
November. . .	22	462,000	29,500	6,3
Dezember. . .	15	315,000	25,800	8,1
Im Jahr:	830	17,430,000	516,600	3,0

Oder für die Quartale:

Winter-Quartal (Dezember 1896 bis Februar 1897) rund . . 6 $^0/_0$.
Frühlings-Quartal (März bis Mai 1897) . . . . 3 „
Sommer-Quartal (Juni bis August 1897) . . . . 2 „
Herbst-Quartal (September bis November 1897) . . . . 4 „

Es muß nochmals betont werden, daß im Falle einer vollständigen Absperrung des ganzen Grundwasserdurchflußprofiles die Prozentsätze etwas höhere werden würden, so daß in diesem Falle ca. 5 $^0/_0$ der mittleren Jahresregenmenge resultieren dürfte. (Näheres über diese Untersuchung siehe im Kapitel VI über Wasserversorgung der Ortschaften.)

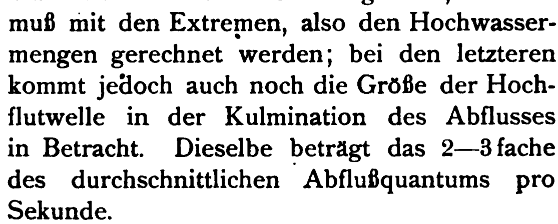
Ganz abnormale Verhältnisse bezüglich des Prozentsatzes der zur Versickerung bezw. zum unterirdischen Abfluß gelangenden Jahresmenge bieten insbesondere die Karstgebiete in Krain, Bosnien und Herzegowina, wo ganze Bäche und Flüsse verschwinden und unterirdisch weiterfließen. Ebenso finden sich auch in der Devon- und Juraformation häufig derartige Versinkungen offener Wasserläufe. Auch die Donau unterliegt in ihrem Oberlaufe, namentlich zwischen Möhringen und Tuttlingen, einem ähnlichen Schicksal, in dem dortselbst in einer ca. 500 m langen Flußbettstrecke große Wassermengen unterirdisch abfließen und nach einem 12,5 km langen Laufe in den Höhlen des Jurakalksteines im Rhein-Niederschlagsgebiet als mächtige Achquelle (4—7 m^3 pro Sekunde Nieder- und Mittelwasser) hervorbrechen. In sehr trockener Zeit versinkt die Donau vollständig und so rasch, daß große Mengen von Fischen auf der trockenen Flußsohle liegen bleiben.

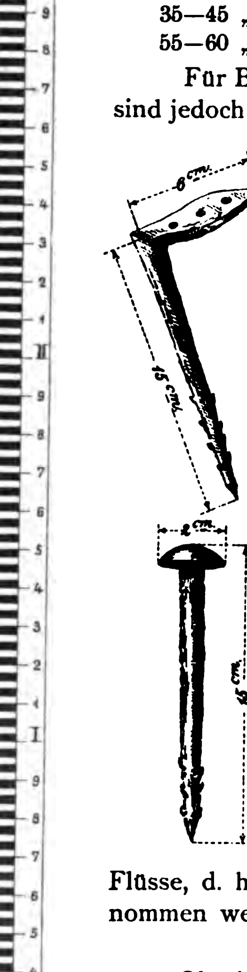
Für spezielle Fälle, z. B. Wiesenbewässerungen, folgen diesbezügliche Angaben im Abschnitte IV (Bodenbewässerung).

Im speziellen auf die einzelnen Phasen übergehend, betragen die Abflußmengen in Bächen und Flüssen durchschnittlich pro Jahr in Prozent der jährlichen Regenmengen:

30—33 % im kultivierten Lande und auf quellenreicheren Abhängen,
35—45 „ in bewachsenen bergigen Gebieten,
55—60 „ auf vegetationsarmem, nicht zerklüftetem Gebirge.

Für Berechnung von Brücken, Fluß- und Bachprofilen etc. sind jedoch diese Durchschnittsziffern nicht maßgebend, sondern muß mit den Extremen, also den Hochwassermengen gerechnet werden; bei den letzteren kommt jedoch auch noch die Größe der Hochflutwelle in der Kulmination des Abflusses in Betracht. Dieselbe beträgt das 2—3 fache des durchschnittlichen Abflußquantums pro Sekunde.





Um genaue Daten über die verschiedenen Wasserstände zu erhalten, wird man an einer geeigneten geschlossenen Durchflußstelle mittels eines Wasserstandsmessers (Pegels, Fig. 28) tägliche Beobachtungen anstellen, und insbesondere den Eintritt und das Ende aller Hochwässer, sowie den Verlauf derselben durch Ablesungen in kürzeren Zeiträumen feststellen.

Aus diesem höchsten Wasserstand und dem Resultate der gemessenen oder gerechneten Geschwindigkeit wird sich das maximale sekundliche Abflußquantum genau ermitteln lassen.

Für approximative Berechnungen der Hoch- und Niederwassermengen aus den Niederschlagsgebieten kann für größere Bäche und Flüsse, d. h. größere Gebiete von ca. 300 qkm aufwärts, angenommen werden:

(Siehe Tabelle Seite 58.)

Oberingenieur Iszkowsky-Wien hat in den Jahren 1884 bis 1886 spezielle Formeln zur approximativen Berechnung von Hoch-, Mittel- und Niederwasser entwickelt:

1. Für die größten Hochwasser (Kulmination):

$$Q_{max} = C_h \,.\, m \,.\, h \,.\, F;$$

hierbei bedeutet h die Jahresregenhöhe des Niederschlagsgebietes in Meter ausgedrückt, F die Größe des Niederschlagsgebietes in Quadratkilometer (km²). Der Hochwasserkoeffizient C_h ist:

Fig. 28. Pegel.

für Niederungen mit 0,025 bis 0,055 (Kategorie I und II),
„ Hügelland „ 0,035 „ 0,125 („ I bis III),
„ Mittelgebirge „ 0,040 „ 0,550 („ I „ IV),
„ Hochgebirge „ 0,060 „ 0,800 („ I „ IV)

anzunehmen, wobei dessen Werte auch nach den Boden-Kategorien I bis IV schwanken und unter

Kategorie I stark durchlässiger Boden, üppige Vegetation, Ackerland,
" II mittlere Verhältnisse,
" III wenig durchlässiger Boden, schwache Vegetation,
" IV gefrorener Boden, ohne Vegetation, mit Schnee bedeckt

zu verstehen ist.

Beschaffenheit des Niederschlagsgebietes:	Abflußmenge Q m³ pro Sekunde und Quadratkilometer:	
	Hochwasser (Kulmination) m³	Niederwasser m³
1. Stark gebirgige Gegenden	0,30—0,45	0,003
2. Bergige Gegenden	0,20—0,25	0,002
3. Hügelland	0,15—0,17	0,002
4. Flachland	0,10—0,12	0,002

Der Koeffizient m ist abhängig von der Größe des Niederschlagsgebietes F, und ist zu wählen:

für $F \leq 1$ km²	10,0 m	für F 150 km²	7,10 m
10 "	9,5 "	200 "	6,87 "
20 "	9,0 "	250 "	6,70 "
30 "	8,5 "	300 "	6,55 "
40 "	8,23 "	350 "	6,37 "
50 "	7,95 "	400 "	6,22 "
60 "	7,75 "	500 "	5,90 "
70 "	7,60 "	800 "	5,12 "
80 "	7.50 "	1000 "	4,70 "
90 "	7,43 "		
100 "	7,40 "		

2. Für Mittelwasser:

$$Q_m = 0,03171\ C_m \,.\, h \,.\, F,$$

wobei der Koeffizient C_m (mittlerer Jahresabfluß) schwankt:

für Niederungen	von 0,20 bis 0,30
" Hügelland	0,35
" Mittelgebirge	" 0,40 " 0,55
" Hochgebirge	" 0,60 " 0,70

3. Normales Niederwasser:

$$Q_n = 0,022\ C_m \,.\, h \,.\, F.$$

4. Kleinstes Normalwasser:

$$Q_{min} = 0,013\ C_m \,.\, h \,.\, F.$$

Daran anschließend, will ich zum Schlusse noch einige Resultate über Abflußkoeffizienten folgen lassen, welche ich auf Grund mehrjähriger

[1]) Siehe auch Pawlik, Ermittlung der Hochwassermenge aus den ombrometrischen Beobachtungen (österr. Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst; Wien 1905, S. 214 u. 229).

Beobachtungen und nach eigenen Messungen im mährischen Betschwafluß-Tale gewonnen habe, und welche für bergige Gegenden mit mittlerer Bewaldung in ähnlichen Fällen allgemeinere Anwendung finden können:

Laufende No.	Niederschlagsgebiet:			Dauer		Regenhöhe in mm:		Mittlere Abflußquote in %	Anmerkungen:
	qkm	hiervon in %		des Regens	des Abflusses	maxim. Intensität pro Stunde	zusammen		
		Wald	Freiland	in Stunden					
1.	462	37	63	92	—	4,9	88,0	36,4	Landregen, Boden früher feucht, mit Unterbrechung innerhalb 5 Tagen.
2.	462	37	63	184	254	—	114,0	44,7	
3.	65	56	44	0,83	24	—	10,0	2,4	Gewitterregen, Boden sehr trocken.
4.	65	56	44	0,75	44	—	29,5	20,0	Gewitterregen, Boden feucht.
5.	65	56	44	30	133	2,2	71,2	60,0	Landregen, Boden feucht.
6.	65	56	44	—	90	—	34,0	27,0	Unterbrochener Landregen Boden feucht.
7.	65	—	—	14	70	3,7	55,2	56,8	Landregen, Boden feucht.
8.	23	37	63	16	70	4,6	49,9	53,4	" " "
9.	12	28	72	89	99	4,0	81,5	52,5	" " "
10.	12	28	72	45	53	—	66,1	64,8	" " "
11.	5	82	18	65	188	4,7	109,5	63,0	" " "
12.	4	51	49	27	—	4,7	86,4	74,0[2])	" " "
13.	4	51	49	12	—	5,33	21,6	62,0	" " "

Aus dieser Tabelle ist für Landregen nachstehende Abflußdauer zu entnehmen:

1. Zu laufender No. 9 = 1,1 fache Regendauer.
2. " " " 2 = 1,4 " "
3. " " " 11 = 3 " "
4. " " " 8 = 4,3 " "
5. " " " 5 = 4,4 " "
6. " " " 7 = 5,0 " "

Im allgemeinen kann man sagen, daß Hochwässer der aus Wäldern kommenden Bäche und Flüsse wohl länger dauern, jedoch bezüglich der Größe und Raschheit der Anschwellung weit hinter jenen aus kahlen, vegetationslosen Gebirgen kommenden Hochwässern zurückstehen.

Versickerung. Von dem zur Versickerung gelangenden Prozentsatz der atmosphärischen Niederschläge wird ein Teil vom Boden zurückgehalten, oder wird von den Pflanzen absorbiert; die Imbibition (Durchtränkungsfeuchtigkeit, Kapazität) des Bodens, ein nicht kapillarer, sondern ein molekularer Vorgang ist eine sehr variable Größe, über welche bei der mechanischen Bodenanalyse gesprochen wurde; der andere Teil fließt unterirdisch ab und passiert, dem Gesetze der Schwere folgend, in erster Linie in vertikal

[2]) 74 % infolge verstärkten Zuflusses von Quell- bezw. Sickerwasser, da der Karparthensandstein dortselbst viel Wasser aufnimmt und in kurzer Zeit als Quellen wieder abgibt.

absteigender Richtung, je nach der Porosität des durchlässigen Bodens, diese Schichte, gelangt endlich auf eine geneigte, wasserundurchlässige Schichte (die wasserhaltende Schichte), auf welcher sich das Wasser wie auf einer schiefen Ebene, nach der Linie des größten Falles, abwärts bewegt und dort, wo diese Schichte ausbeißt, d. h. zu Tage tritt, als **Quelle** ausfließt.

Quellen. Bevor dieses Wasser zu Tage tritt, bildet es das sogenannte Grundwasser. Grundwasser ist somit nichts anderes als unterirdisches Quellwasser, welches also auch dieselben guten, für den Genuß notwendigen Eigenschaften besitzt, entgegen dem Horizontal-, Sumpf-, Moorwasser etc., mit welchem es in Laienkreisen häufig verwechselt wird.

Gewöhnlich besitzt in dem Falle der Bildung von Grundwasser die untere, wasserhaltende (undurchlässige) Schichte kein oder ein nur unbedeutendes Gefälle, die wasserführende Schichte ist gewöhnlich in größerer Mächtigkeit vorhanden; das eindringende Sickerwasser sammelt sich somit auf der wasserhaltenden Schichte, steigt in die Höhe, bis der Wassespiegel endlich genügendes Gefälle erhält, um unterirdisch sich nach abwärts bewegend in einen offenen Rezipienten in Form eines Baches oder Flusses einzumünden, oder aber um sich mit einem größeren unterirdischen Grundwasserbecken zu vereinigen. Grundwasser bildet daher wie die oberirdischen Bäche, Flüsse und Seen unterirdische Wasserläufe und Wasserbecken. Die Kenntnis der Richtung dieses Grundwasserstromes, der Mächtigkeit und seines Gefälles ist für viele Aufgaben der Kulturtechnik ebenso wichtig, wie jene der offenen Wasserläufe.

Um ein genaues Bild dieser unterirdischen Wasserverhältnisse zu gewinnen, ist es notwendig, das betreffende Gebiet durch Bohrungen, Probeschächte etc. aufzuschließen. Die gefundenen Wasserspiegel werden nach Ablauf einiger Zeit (wenigstens 24 Stunden), nach welcher ein Beharrungszustand eingetreten ist, genau einnivelliert und ein sogenannter Grundwasserschichtenplan konstruiert.

Aus der Lage der Grundwasser-Horizontalkurven können etwa vorhandene Becken, dann die Mulden *ab* (Fig. 29) und Grundwasserscheiden *cd*, sowie die Abflußrichtuug (Grundwasserstromrichtung) deutlich entnommen werden. In vorliegender Figur 29 wird beispielsweise die Richtung einer Wassersammelleitung durch die Linie *ab* genau fixiert sein.

Die Konstruktion solcher Grundwasserschichtenpläne wird insbesondere bei Lösung von Wasserversorgungsfragen sich als unbedingt notwendig erweisen.

Horizontalwasser. In breiten, ebenen, aus sehr durchlässigem Schotter oder Sandmateriale bestehenden Talniederungen der größeren Flüsse und Ströme tritt in manchen Fällen bei sehr geringem Stromgefälle zu beiden Seiten des Flußbettes das Wasser dieses offenen Gerinnes in den Untergrund ein und stellt sich der Wasserspiegel nach dem Gesetze der kommunizierenden Gefäße gleich hoch mit dem Flußwasserspiegel. Dieses in wechselnden Breiten zu beiden Seiten des Flusses stehende unterirdische Wasser, welches also nahezu stagniert, heißt Horizontalwasser. Ein ähnlicher Fall kann eintreten, wenn das Grundwasser in ein durch eine buchtförmige Lagerung der wasserundurchlässigen Schichte gebildetes, großes, unterirdisches Becken ein-

fließt, hier vollständig zur Ruhe gelangt und nur zeitweilig durch Überschreiten der unterirdischen Wasserscheide der Überschuß zum Abflusse gelangt. (Fig. 30.) Kommt in einem solchen Falle dieser Wasserspiegel ganz nahe

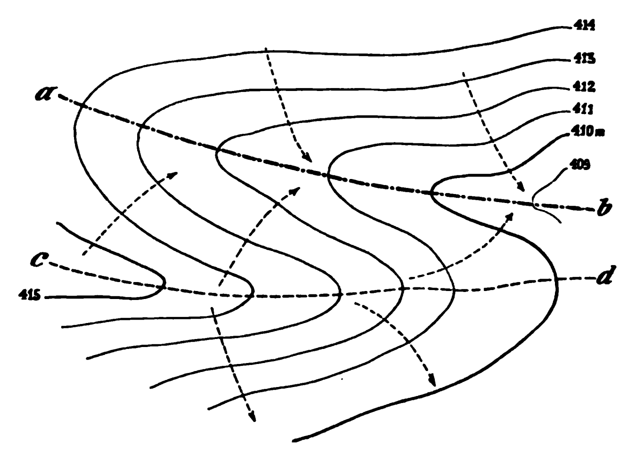


Fig. 29. Grundwasserschichtenplan.

unter das Terrain zu liegen, so wird er eine Versumpfung erzeugen; tritt er teilweise über das Terrain, dann haben wir einen wirklichen Sumpf vor uns, der bei größeren Tiefen in einen natürlichen Weiher, Teich oder See übergehen kann.

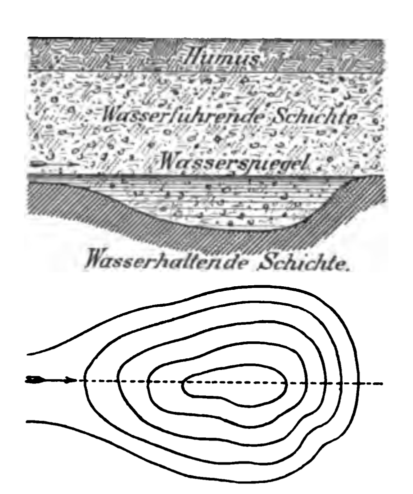


Fig. 30. Horizontalgrundwasser.

Schwankungen des Grundwasserspiegels in Beziehung auf die Niederschläge. Im allgemeinen wird der Stand des Grundwassers bezw. seine Schwankungen nicht unmittelbar von den gemessenen Niederschlagshöhen abhängen resp. sich mit den letzteren ändern, und doch läßt sich ein Zusammenhang zwischen beiden sehr genau konstatieren, wenn berücksichtigt wird, daß von den ombrometrisch gemessenen Niederschlägen nur ein kleiner Teil in den Erdboden einsickert und ein noch kleinerer zur Speisung des Grundwassers dient. Der Prozentsatz des einsickernden Wassers wird im Sommer viel kleiner sein wie im Herbst und Frühjahr, in welchen Perioden, insbesondere im Frühjahr bei der Schneeschmelze, das Wasser mehr Zeit hat in den Boden einzudringen; während andererseits im Sommer mehr Wasser zum Abflusse und zur Verdunstung, sowie zur Absorption durch die Pflanzenvegetation gelangt.

Die Niederschlagsmengen werden zwar vom Winter an zum Sommer im allgemeinen steigen, und im Juni bis Mitte August ihr Maximum erreichen,

allein das Grundwasser wird infolge der früher angegebenen Verluste sinken, und zwar so lange, bis die Wasserzufuhr (in Form der Niederschläge) und der Verlust gleich groß werden, in welchem Zeitpunkt die maximale Depression des Grundwasserspiegels eintritt. Von da an überwiegt wieder die Wasserzufuhr und steigt das Grundwasser bis beiläufig im Mai, zu welcher Zeit wieder Zufuhr und Verlust gleich werden. Diese Erscheinungen treten natürlich nur in Gegenden auf, wo die früher besprochenen Voraussetzungen eintreffen. Dies gilt beispielsweise für Brünn in Mähren, woselbst vom Jahre 1865—1880 sehr genaue und kontinuierliche Grundwasserbeobachtungen vorgenommen und von Prof. Liznar[1]) veröffentlicht wurden.

Diese Daten weisen deutlich nach, daß der Grundwasserstand tatsächlich von der Niederschlagshöhe abhängig ist. Es muß weiter hervorgehoben werden, daß das Ansteigen des Grundwassers im Winter nicht allein von der Höhe des Niederschlages abhängt, sondern auch von der Art und Weise des Eindringens des Unterwassers in den Boden, welche aber in den einzelnen Zeitperioden eine verschiedene sein kann.

Die Hauptursache dieser Verschiedenheiten ist in den Schneeverhältnissen zu suchen, so daß z. B. in den 2 Perioden 1865—1872 und 1873—1880 einmal das Maximum des Grundwasserstandes vor Mitte Mai, das andere Mal erst Mitte Juni eintrat. In der ganzen 16jährigen Periode wurde der überhaupt höchste Stand des Grundwassers vom 19.—23. Juni 1879, der tiefste am 4.—5. Oktober 1865 beobachtet, und betrug die totale Schwankungshöhe zwischen Maximum und Minimum 2,2 m.

Einfluß des Waldes auf das Grundwasser. Auf Grund der in den Jahren 1900 bis 1903 durch Ebermayer und Hartmann in Bayern vorgenommenen Beobachtungen resultierten nachstehende Ergebnisse:

Eine andauernde Senkung des Grundwasserspiegels kann durch den Wald zumeist nur bei Vorhandensein eines stagnierenden Grundwassersees veranlast werden, wenn ein seitlicher Wasserzufluß durch undurchlässigen Boden verhindert wird. Die Erfahrung lehrt in diesem Falle, daß versumpftes Terrain durch Anflanzung schnell- und gutwüchsiger Bäume (Fichten, Weiden, Eukalypten etc.) infolge ihres großen Wasserverbrauches entwässert und eine Senkung des Grundwasserspiegels erreicht werden kann.

Die Wälder können in doppelter Weise einen Einfluß auf das Grundwasser ausüben.

Bei hochgelegenem Grundwasserstand (etwa 2 m unter der Erdoberfläche) oder bei entsprechendem seitlichen Zufluß aus benachbarten Seen oder Flüssen sind die Baumwurzeln imstande, entweder direkt oder durch kappillare Wasserzuleitung von untenher ihren gesamten Wasserbedarf zu decken und können bei stagnierendem Grundwasserstand eine Senkung des Grundwasserspiegels herbeiführen.

Findet sich dagegen das Grundwasser in solcher Tiefe, daß dasselbe durch Kapillarität nicht mehr bis zur Wurzelregion gehoben werden kann, so sind die Bäume bezüglich ihres Wasserbedarfes einzig und allein auf das

[1]) Liznar, Änderungen des Grundwasserstandes (Meteor. Zeitschrift 1902).

kapillar gebundene oder auf das an der Oberfläche der Erdteilchen haftende Wasser angewiesen und bewirken während der Vegetationszeit bei mangelnden Niederschlägen ein starkes Austrocknen innerhalb der Wurzelregion.

Ist aber ein mit Pflanzen bebauter Boden in seinen oberen Schichten teils durch direkte Wasserverdunstung, teils durch den großen direkten Wasserverbrauch der Pflanzen mehr oder weniger ausgetrocknet, so nimmt die zum Ersatze und zur Sättigung erforderliche Wassermenge zu, ein um so größerer Teil wird den nachfolgenden eindringenden Niederschlägen entzogen und ein um so geringerer Überschuß bleibt für die unterirdische Wasserzufuhr und für die Speisung des Grundwassers übrig.

In solchen Fällen können auch nachfolgende starke Regen keinen Einfluß auf das Grundwasser haben. —

Die Größe der Entfernung des Grundwasserspiegels von der Erdoberfläche kann im allgemeinen für die Beurteilung des Einflusses des Waldes auf den Grundwasserstand keinen Maßstab abgeben.

Auf Grund dieser Untersuchungen kann weiter angenommen werden, daß in unserer klimatischen Zone überall dort, wo ein fließendes Grundwasser, also ein Grundwasserstrom vorhanden ist, durch den Wald weder eine Depression, noch eine Anschwellung des Grundwassers hervorgerufen wird, und daß bewaldetes Terrain den Grundwasserspiegel im allgemeinen nicht anders beeinflußt, als unter sonst gleichen Verhältnissen ein unbewaldetes Gebiet.

Hingegen hält während der kälteren Jahreszeit die Speisung des Grundwassers im Walde länger an als unter gleichen Umständen auf einem unbewaldeten Gebiete.

Alle bisherigen Versuchsresultate haben nur für unsere klimatischen Verhältnisse und für mehr oder weniger durchlässige Bodenarten Geltung.

Die Verfasser dieser 1904 in München erschienenen Publikation kommen endlich zu nachstehender Schlußfolgerung:

Mit Rücksicht auf den Umstand, daß in den Gebirgen die jährliche Regenhöhe 2—3 mal größer ist als im Flachlande, daß ferner der Wasserverbrauch der Bäume mit zunehmender Seehöhe infolge geringerer Produktion sich stetig vermindert, die Bodenfeuchtigkeit dagegen durchschnittlich zunimmt, daß endlich an bewaldeten Gebirgsabhängen die Bildung von Rinnsalen und Wildbächen wesentlich erschwert ist und die oberflächliche Wasserabfuhr weit mehr Hindernisse vorfindet als an nackten Gehängen, kann es kaum zweifelhaft sein, daß in Gebirgen die Menge und Nachhaltigkeit des ober- und unterirdischen Wasserabflusses beträchtlich größer sein muß als im Hügel- und Flachlande.

Die Gebirge, zumal im bewaldeten Zustande, werden daher mit Recht als die Hauptwasserreservoire des Landes bezeichnet.

Verdunstung des Wassers. Jener Rest des auf die Erdoberfläche gelangenden Regenwassers, der nach Abzug des oberflächlich abfließenden und des in den Boden versickernden, früher besprochenen Prozentsatzes erübrigt, wird in jenen Fällen, wo es sich um die Ausnutzung des ober- oder

unterirdisch fließenden Wassers handelt, als in Abfall kommend zum Teile der Verdunstung, zum Teile der Aufsaugung durch Boden und Vegetation zuzurechnen sein.

Die Größe der Verdunstung eines Gebietes wird insbesondere abhängig sein von der Lufttemperatur und den vorherrschenden Windrichtungen und Intensitäten, endlich von der Dichte und Höhe der Vegetation. Die Größe der Verdunstung wird mittels spezieller Apparate (Athmometer) gemessen und in gleicher Weise wie die Regenhöhe in Millimeter ausgedrückt.

So wurden z. B. an Verdunstungshöhen gefunden:

für Wien . . . . 710 mm
„ Berlin. . . . . . . 700 „
„ Breslau . . . . . . 400 „
„ Mannheim . . . . . 1860 „
„ Würzburg . . . . . 690 „

Werden diese Zahlen mit der Regenhöhe verglichen, so ergibt sich scheinbar das Resultat, daß mehr Wasser verdunstet als auf den Erdboden gelangt.

Es können diese Größen daher nicht als solche zur Berechnung eines Verdunstungskoeffizienten, ähnlich wie beim Abfluß und Versickerung Prozent, benutzt werden. Die Größe der Verdunstung bezieht sich, vom Standpunkte der praktischen Verwertung aus betrachtet, nur auf die beiläufige Bestimmung der Verdunstungsmengen einer freien Wasseroberfläche, die natürlich ganz von lokalen klimatischen Verhältnissen abhängt.

Man wird die unten angeführten Mittelzahlen somit beispielsweise dann praktisch benutzen können, wenn es sich bei der Anlage eines Stauweihers für Wasserversorgungs- oder Bewässerungszwecke darum handelt, den für die ungünstigste Sammelperiode notwendigen Fassungsraum des Reservoirs zu berechnen, in welchem Falle die Verdunstung der freien Wasseroberfläche als Verlust aufzufassen ist und dementsprechend der Fassungsraum zu vergrößern sein wird.

Es wurden, überdies auch nur für einzelne lokale Verhältnisse geltend, nachstehende Verdunstungsprozente gefunden:

Quartal:	Es verdunsteten in Prozenten	
	von der Quartal-regenhöhe %	von der jährlichen Regenhöhe %
Winter	35	6
Frühling	81	21
Sommer	95	34
Herbst	68	15
Im ganzen Jahre:	—	76

Die für den Kulturingenieur daraus zu ziehende Nutzanwendung soll später in dem Kapital über Stauweiherbauten besprochen werden.

II. Hydrometrie.

Die Lehre von der Hydrometrie umfaßt alle jene Mittel und Methoden, um das in offenen oder geschlossenen Gerinnen fließende Wasser seiner Quantität nach zu bestimmen, also zu messen oder zu berechnen.

Die Bestimmung der Wassermenge geschieht in der Regel durch Konstatierung des in 1 Sekunde durch eine bestimmte Fläche durchfließenden Wasservolumens Q. Dasselbe ist einerseits abhängig von der Größe dieser Durchflußfläche F, andererseits von der Geschwindigkeit v, d. i. der in der Zeiteinheit, also in 1 Sekunde zurückgelegte Weg, und es ist allgemein

$$Q = F \cdot v.$$

Nachdem die Berechnung der Fläche F in sehr einfacher Weise erfolgt, wird es die Aufgabe der Hydrometrie insbesondere sein, die Geschwindigkeit v des fließenden Wassers zu bestimmen, was entweder durch direkte Messung oder aber durch Rechnung erfolgen kann.

1. Berechnung der Wassermengen in offenen Gerinnen.

a) Bestimmung der Geschwindigkeit v.

Durch Messung. Wie aus der Hydraulik bekannt, ist die Geschwindigkeit in einem Wasserprofile eine sehr verschiedene. Im Stromstriche, und zwar etwas unter der Wasserspiegeloberfläche, erreicht dieselbe das absolute Maximum, an der Sohle das Minimum.

Es handelt sich nun in allen Fällen um die Bestimmung der mittleren Geschwindigkeit v_m für das ganze Durchflußprofil. Die zur Geschwindigkeitsbestimmung dienenden Meßapparate sind entweder derart eingerichtet, daß sie bloß die Geschwindigkeit an dem jeweilig untersuchten Punkte des Durchflußprofiles bezw. der betreffenden Stromvertikalen angeben oder aber mit einer einzigen Messung die mittlere Geschwindigkeit der Stromvertikalen gefunden werden kann. Die einfachsten Apparate sind jene, mit welchen bloß die Oberflächengeschwindigkeit bestimmt werden kann. Zu den letzteren gehört

α) der Schwimmer.

Zur Bestimmung der Oberflächengeschwindigkeit v_0 für einzelne Punkte des Durchflußprofiles kann eine Blechkugel (Fig. 31) benutzt werden, die zur Erzielung eines stabilen Schwimmens zum Teile mit Wasser, Schrotkörnern oder Sand gefüllt ist, zu welchem Behufe die Kugel eine kurze, mit einem verschraubbaren Deckel schließbare Ansatzröhre besitzt. — Statt der Kugel kann eine verkorkte, zum Teil gefüllte Glasflasche oder endlich ein Stück Holz als Oberflächen-Schwimmer benutzt werden.

Als Messungsstelle ist eine möglichst gerade Bachstrecke (Gerinnstrecke) von möglichst gleichem und regelmäßigem Querprofil zu wählen, eine bestimmte Strecke s abzumessen und sodann möglichst viele Schwimmer oberhalb des Messungsgrenzprofiles $a\,b$ derartig einzuwerfen, daß die verschiedenen Schwimmer die Strecke s sowohl an den Gerinnrändern wie auch in den mittleren Partien des Wasserspiegels durchschwimmen. Es wird nun bei jedem Einwurfe die Zeit genau bestimmt, welche der Schwimmer benötigt,

um die durch die Pflöcke $a\,b$ und $a_1\,b_1$ markierte Strecke s zu passieren (Fig. 32). Bleibt ein Schwimmer während seines Laufes zeitweise am Ufer etc. hängen, so ist diese Messung auszuscheiden.

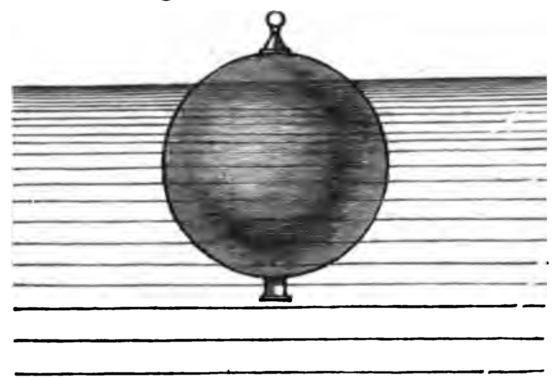


Fig. 31. Schwimmkugel.

Die Schwimmer sind immer so weit oberhalb des Profiles $a\,b$ hineinzuwerfen, daß dieselben beim Passieren dieses Profiles schon regelmäßig weiterschwimmen.

Aus allen Zeitbestimmungen t_1, t_2 . . . t_n ist sodann das arithmetische Mittel $\frac{t_1 + t_2 + \ldots t_n}{n} = t^{sec.}$ zu bilden, und nachdem die Geschwindigkeit

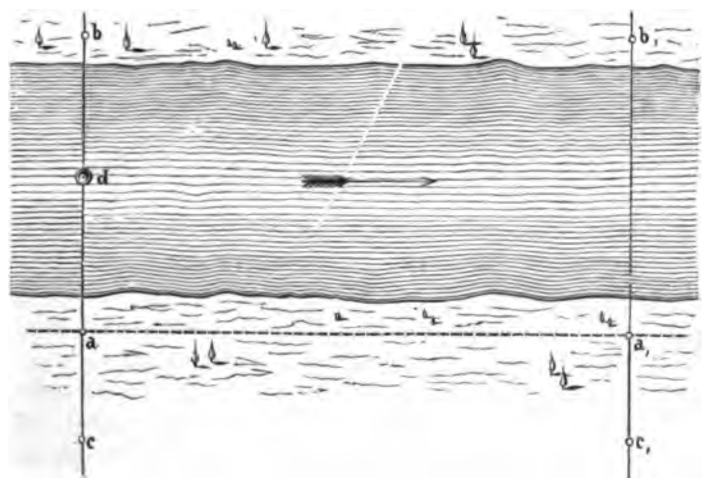


Fig. 32. Schwimmermessung.

gleich ist dem in der Zeiteinheit zurückgelegten Weg, so ist die Länge des Weges s^m durch die gefundene mittlere Zeit (Schwimmdauer) t zu dividieren. Es ist dann die Oberflächengeschwindigkeit v_0 in Meter $v_0{}^m = \frac{s}{t}$.

Bei kleinen Wassertiefen (von 0,30—1,0 m) beträgt die mittlere Geschwindigkeit v_m je nach der Tiefe 0,80—0,95 der Oberflächengeschwindigkeit v_0. Es ist somit $v_m = 0{,}80$ bis $0{,}95\ v_0$.

Die Zeitbestimmung in Sekunden ist möglichst genau vorzunehmen, daher je nach der Größe der Geschwindigkeit eine entsprechend lange Strecke s zu wählen; wo dies nicht tunlich, muß die Zeit, in Zehntel von Sekunden ausgedrückt, mittels einer entsprechenden Stopp-Uhr (Chronometer mit arretierbarem Sekundenzeiger) bestimmt werden.

Wird eine Brücke als Messungsprofil gewählt, so muß dem daselbst stattfindenden Aufstau des Wassers Rechnung getragen werden, nachdem oberhalb der Brücke die Geschwindigkeit infolge des geringeren Gefälles eine kleinere als unterhalb sein wird. Nach zahlreichen Versuchen, welche das k. k. hydrographische Zentralbureau in Wien ausgeführt hat, soll, wenn B die Breite des Flusses in Meter ausgedrückt bedeutet, bei $B = 10$ m die Weglänge $s = 3$—$5\ B$ gewählt werden, und sind die Beobachtungsprofile ab und $a_1 b_1$ so anzunehmen, daß das obere Profil in einer Entfernung gleich 2—3 B, das untere in 1—2 B^m zu liegen kommt. Bei einer Breite des Wasserlaufes unter 10 m ist die Gefällserhebung, also die Weglänge, mindestens auf eine

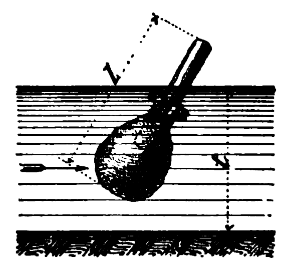




Fig. 33. Holzschwimmer.

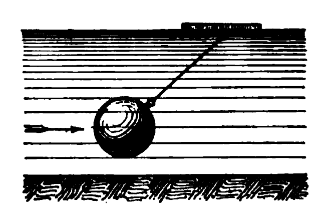


Fig. 34. Kugel-Tiefschwimmer.

Strecke von 30 m oberhalb und 20 m unterhalb des Meßprofiles auszudehnen, was insbesondere bei nivelletischer Bestimmung des Wasserspiegelgefälles Geltung hat.[1])

Bei geringen Wassertiefen kann mittels Tiefschwimmer direkt die mittlere Geschwindigkeit annähernd gemessen werden.

Die Schwimmer (Fig. 33), aus Rundholz verfertigt, ca. $^3/_3$ der Wassertiefe lang, werden mittels Sandsäcken an einem Ende derart beschwert, daß sie mit ca. $^2/_3$ ihrer Länge eintauchen.

Überschreitet die Wassertiefe 1,0 m, dann muß als Tiefschwimmer ein hohler Körper genommen werden, welcher so beschwert wird, daß er in die entsprechende Tiefe einsinkt. Mit diesem Hohlschwimmer ist durch einen feinen Draht oder eine Schnur ein Oberflächenschwimmer verbunden (Fig. 34.) Mit diesem Instrumente kann unter Umständen die Geschwindigkeit auch in einzelnen Tiefen des Profils gemessen werden.

Endlich kann als Tiefschwimmer der sogen. hydrometrische Stab (Fig. 35) verwendet werden. Derselbe besteht aus mehreren zusammenschraubbaren Blechröhren mit Boden und Deckel, welche nach der variablen Wasser-

[1]) „Grundsätzliche Bestimmungen für die Durchführung hydrometrischer Erhebungen." Wien 1903. K. k. Hof- und Staatsdruckerei.

tiefe eine verschiedene Länge des Stabes herstellen lassen. Dieser stabförmige Blechzylinder wird mit Schrot so beschwert, daß er ca. $^7/_8$ der Wassertiefe einsinkt. — Auch dieses Instrument gibt, wenn auch etwas genauer wie der Holzschwimmer, so doch nur annähernd die mittlere Geschwindigkeit an.

β) Die hydrometrischen Röhren.

Dieselben ermöglichen in einfacherer und weniger umständlicher Weise die Messung der Geschwindigkeiten an verschiedenen beliebig gewählten Punkten und in verschiedenen Tiefen. Für größere Wassertiefen sind sie jedoch nicht verwendbar.

Nachdem in der Praxis dieselben zurzeit noch wenig angewendet werden, sondern zumeist entweder Schwimmer oder hydrometrische Flügel zur Verwendung gelangen, so will ich die hydrometrischen Röhren nur flüchtig beschreiben, bemerke jedoch, daß die neuesten in diese Kategorie gehörigen Instrumente nach Vornahme einiger Verbesserungen für kleinere Wassertiefen in der Praxis später mehr Eingang finden dürften.

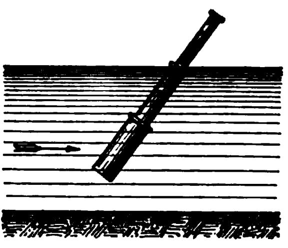


Fig. 35. Hydrometrischer Stab.

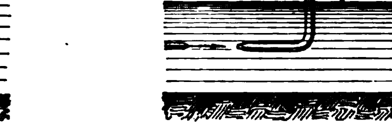


Fig. 36. Hydrometrische Röhre.

1. Die Pitotsche Röhre (Fig. 36). Dieses den eigentlichen Typus der hydrometrischen Röhren bildende Instrument besteht dem Wesen nach in einer rechtwinklig abgebogenen, an beiden Seiten offenen, ungleichschenkligen Röhre. Taucht man dieses Rohr in einer beliebigen Tiefe derart in das Wasser, daß der kürzere, horizontale Schenkel mit seinem offenen Ende gegen den Stromstrich gerichtet ist, so steigt das Wasser in dem vertikalen Rohrschenkel so hoch, bis die Wasserhöhendifferenz zwischen dem Bach- und Rohrwasserspiegel (h) bezw. diese Wassersäule dem hydraulischen Drucke des fließenden Wassers das Gleichgewicht hält. Es wird sich also in diesem Rohre entsprechend der Geschwindigkeitshöhe der sogenannte hydraulische oder hydrodynamische Wasserspiegel einstellen, während in diesem Rohre in dem Falle, als der kurze Schenkel senkrecht zum Stromstriche zu stehen, also die Öffnung parallel zu den Wasserfäden zu liegen kommt, die Geschwindigkeitshöhe also Null ist, der Wasserspiegel wie in einem kommunizierenden Gefäße gleichhoch mit dem Flußwasserspiegel stehen wird, daher als hydrostatischer Wasserspiegel bezeichnet wird. Aus der an einer Skala ablesbaren Höhe h kann dann die entsprechende Geschwindigkeit des Wassers berechnet werden. — Wesentliche Verbesserungen erhielt dieses Instrument durch Darcy und Reichenbach.

2. Darcysche Meßröhre (Fig. 37). Dieses Instrument besteht aus zwei Glasröhren *a* und *b*, welche auf einem Eichenbrette *g* befestigt und unten in einem kupfernen Verbindungsstück *e* fest eingekittet sind. Durch dieses Verbindungsstück geht ein Kegelhahn *z*, mittels dessen von oben aus (durch zwei Schnüre) die Öffnungen beider Röhren reguliert werden können. Unterhalb *e* gehen die Glasröhren *a* und *b* in Kupferröhren über, welche rechtwinklig abgebogen sind. Die Mündung des Rohres *a* liegt normal zur Stromrichtung, die Mündung *b* hingegen parallel dazu. Infolgedessen steht der Wasserspiegel *y* im Glasrohre *a* höher als in *b*.

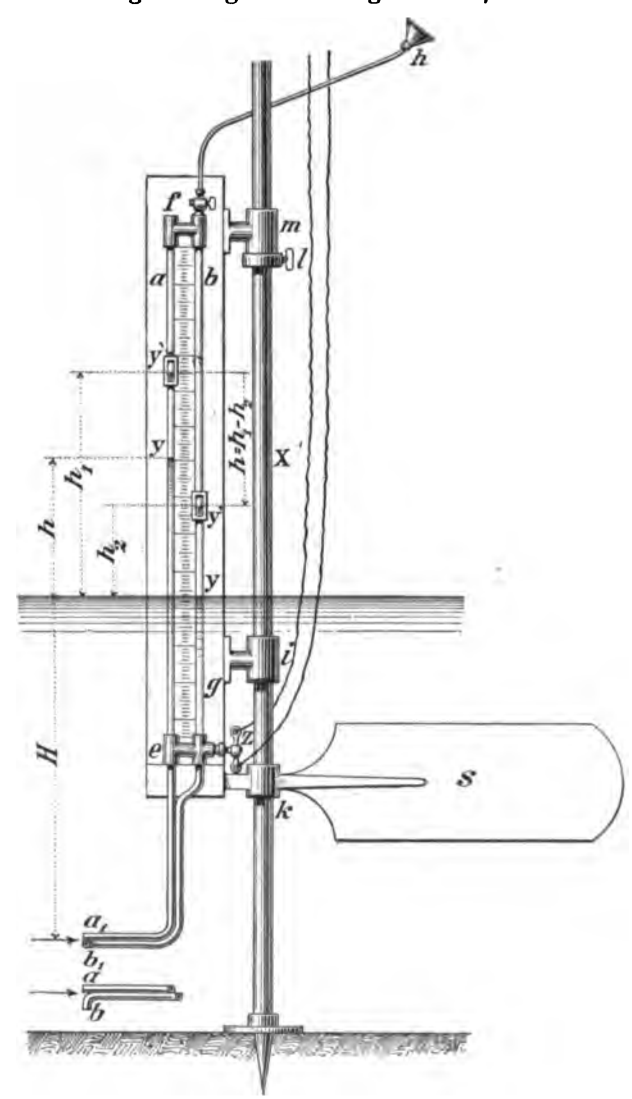


Fig. 37. Darcysche Meßröhre.

Am oberen Ende sind diese zwei Glasröhren ebenfalls mit einem kupfernen Verbindungsstück kommunizierend versehen und schließt ein bei *f* angebrachter Hahn beide Röhren von der äußeren Luft ab.

Ist der Apparat im Wasser eingetaucht, so kann man durch Ansaugen mittels des Schlauches *h* das Wasser in beiden Röhren bis in eine für die Beobachtung bequeme Höhe *y'* aufsaugen, hierauf den Hahn *f* schließen und auf der Millimetereinteilung den Höhenunterschied beider Wasserspiegel in den Röhren ablesen.

Soll nun dieser Meßapparat zur Geschwindigkeitsbestimmung verwendet werden, so wird derselbe mittels der drei Hülsen *m*, *i*, *k* an einen Eisenstab so befestigt, daß die Hülse *m* sich auf einen an den Eisenstab angeschraubten verstellbaren Ring *l* stützt, auf diesen aufgehängt ist, währenddem der ganze

Apparat dabei um den Eisenstab X sich leicht drehen kann und sich durch das Steuerruder s immer in die Richtung des Stromstriches selbst einstellt, mithin auch die Einströmöffnungen a_1 und b_1 in der Richtung der Wasserströmung liegen. Öffnet man nun mittels der einen Schnur den Hahn e, so nimmt das Wasser in beiden Glasröhren die der Geschwindigkeit des Wassers entsprechenden Höhen y an. Sodann hebt man durch Ansaugen bei h die beiden Wassersäulen in die entsprechende Höhe y' empor, schließt den Hahn f und, sobald die Wassersäulen in den Beharrungszustand gekommen sind, auch den Hahn e mittels der zweiten Schnur, worauf die Höhen h_1 und h_2 an beiden Wassersäulen abgelesen werden. Die gesuchte Geschwindigkeit für den in der Tiefe H unter dem Flußwasserspiegel gelegenen Punkt ist sodann $v = \mu \sqrt{h_1 - h_2}$.

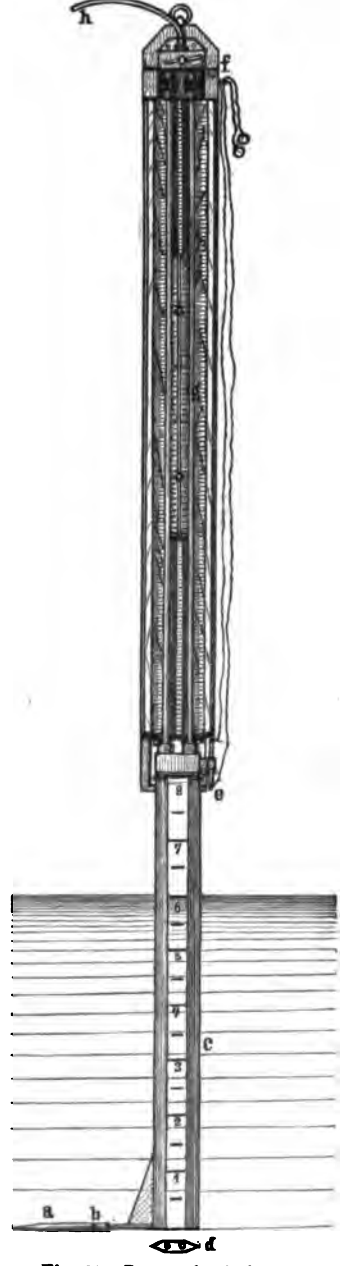


Fig. 38. Darcysche Röhre.

Zum genauen Ablesen bedient man sich der verschiebbaren Nonien y'. Eine etwas in der Form abweichende Darcysche Röhrenkonstruktion ist aus Fig. 38 zu ersehen.

Der Koeffizient μ wird jedem Instrumente beigegeben und wird auf direktem Wege durch Vergleich mit auf andere Art gemessenen Geschwindigkeiten bestimmt. Man bestimmt diesen Koeffizient, indem man mit dem Apparat ein ruhig stehendes Wasser (in einem Bassin) mit verschiedenen Geschwindigkeiten durchfährt oder aber mittels Oberflächenschwimmers die Oberflächengeschwindigkeit verschieden schnellfließender Wassergerinne (künstliche Gerinne durch Hebung und Änderung des Gefälles) mißt und die Resultate mit jenen der Darcyschen Röhre bei gleicher Oberflächengeschwindigkeit vergleicht. Aus den zahlreichen ermittelten Daten wird mittels der Methode der kleinsten Quadrate der Mittelwert berechnet. (Bei Besprechung des Woltmannschen Flügels an einem Beispiel erläutert.)

3. Rittersche Röhre (Fig. 39). Ritter kombiniert die Darcysche Röhre mit einer Aufhängevorrichtung d, die mit Gewichten g beschwert werden kann, und einem Steuerruder s, insbesondere auch mit einem Manometer. Die beiden gegen das Wasser sich einstellenden Röhrchen a_1 und b_1 stellen in der Verlängerung

spiralförmig aufgerollte, in einem flachen Gehäuse *g* eingeschlossene Röhrchen von $5^1/_2$ mm Durchmesser und 1,2 m Länge dar, welche durch die zwei Röhren *f* und daran anschließende Kautschukröhren *h* mit der Manometermeßvorrichtung verbunden sind. Das in die Spiralröhren eindringende Wasser wirkt wie ein Kolben auf die in den Röhren oberhalb eingeschlossene Luft, überträgt daher sowohl den Wasserstand als den Wasserdruck auf ein am Standorte des Beobachters situiertes Manometer.

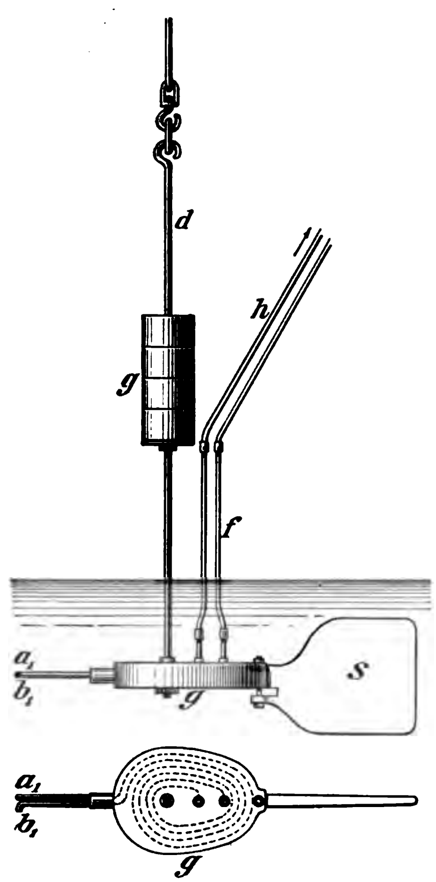


Fig. 39. Rittersche Röhre.

Mit diesem Apparat wird ziemlich genau die Oberflächengeschwindigkeit v_0 gemessen und danach die mittlere $v_m = 0{,}85—0{,}90\ v_0$ berechnet.

4. Franksche Röhre. Diese hat den Zweck, die mittlere Geschwindigkeit einer Stromvertikalen mit einer einzigen Beobachtung zu bestimmen. Sie beruht auf dem Prinzip der Messung des mittleren hydraulischen Druckes. Letzterer bildet sich in dem gelochten Rohre R_1, sobald dasselbe mit den Löchern dem Strome entgegengestellt wird, und bewirkt das Aufsteigen des Wassers im Innern der Röhre über den äußeren Wasserspiegel um eine gewisse Höhe, welche dem mittleren Geschwindigkeitsdrucke entspricht. Dieselbe wird in dem Manometer *M* gemessen, in welches beide Wasserspiegel, der innere und der äußere, in die Höhe gezogen werden, so daß ihre Differenz, unmittelbar als Geschwindigkeit ausgedrückt, ablesbar wird.

Beschreibung und Gebrauch (Fig. 40 und 41). Auf dem gelochten Rohre R_1 läßt sich ein kurzes Rohrstück *m m* verschieben, welches an seinem unteren Ende gegen R_1 durch eine Stopfbüchse *l* gedichtet ist; dasselbe wird nach Einstellen des Instrumentes in den Strom mittels der Schubstange *s* und deren Klemmen so gestellt, daß die Stopfbüchse noch 8—10 cm unter den Wasserspiegel kommt. Ein den Löchern genau gegenüber angebrachtes Steuerruder *D* sorgt dafür, daß die Löcher stets dem Strome entgegen gerichtet sind. Das nun im Innern von R_1 über den äußeren Wasserspiegel aufsteigende Wasser tritt durch die Löcher von R_1 in den Zwischenraum zwischen R_1 und *m* und in das mit diesem kommunizierende Röhrchen R_3. Dem letzteren gegenüber ist ein in seinem unteren Ende geschlitztes Röhrchen R_4 angeordnet, in welchem sich das

Wasser auf die Höhe des äußeren Wasserspiegels w_1 einstellt. Die beiden Wasserspiegel w_1 und w_2 in R_3 und R_4, der hydrodynamische und der hydrostatische, werden nun durch Aussaugen der Luft aus dem Manometer M durch die beiden Schläuche E_1 und E_2 in das letztere in die Höhe gezogen und ist ihre Differenz hier meßbar.

Das Manometer besteht aus zwei ineinandergesteckten Glasröhren G und g, deren innere durch den Schlauch E_1 mit R_3 (bezw. m und R_1) in Verbindung steht, während die äußere bezw. der Zwischenraum zwischen beiden durch den Schlauch E_2 mit R_4 in Verbindung gebracht wird. In der inneren Glasröhre steckt ferner ein enges Glasröhrchen p, welches, oben und unten geschlossen, als Schwimmer ausgebildet ist und die Skala enthält Der Schwimmer pp ist so belastet, daß der oben liegende Nullpunkt der Skala genau mit dem Wasserspiegel w_2 zusammenfällt. Der Schwimmer geht nun nach Emporziehen der beiden Wasserspiegel mit dem inneren (höheren) w_2 und macht dessen Schwankungen mit, während der äußere (tiefere) Wasserspiegel w_1 an der Skala die Differenz beider Wasserspiegel bezw. die mittlere Geschwindigkeit anzeigt. Selbstverständlich muß hierbei durch Aussaugen oder Einlassen von Luft mittels des Hahnes H dafür gesorgt werden, daß der Schwimmer weder unten aufsitzt, noch oben ansteht, sondern frei schwimmt.

Die Anordnung des Manometers mit schwimmender Skala hat den wesentlichen Vorteil, daß nur e i n Wasserspiegel, nämlich der äußere, beobachtet zu werden braucht; der Beobachter kann infolgedessen seine ganze Aufmerksamkeit diesem zuwenden und die Schwankungen desselben leicht verfolgen und ausmitteln. In Fig. 41 ist beispielsweise eine Geschwindigkeit von $v = 1{,}9$ m abzulesen.

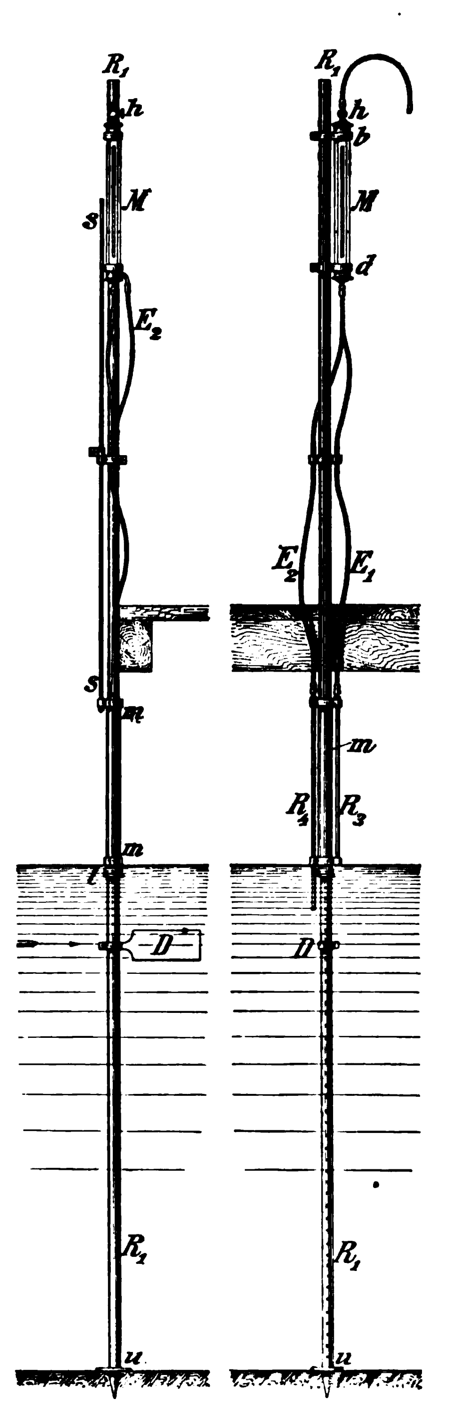
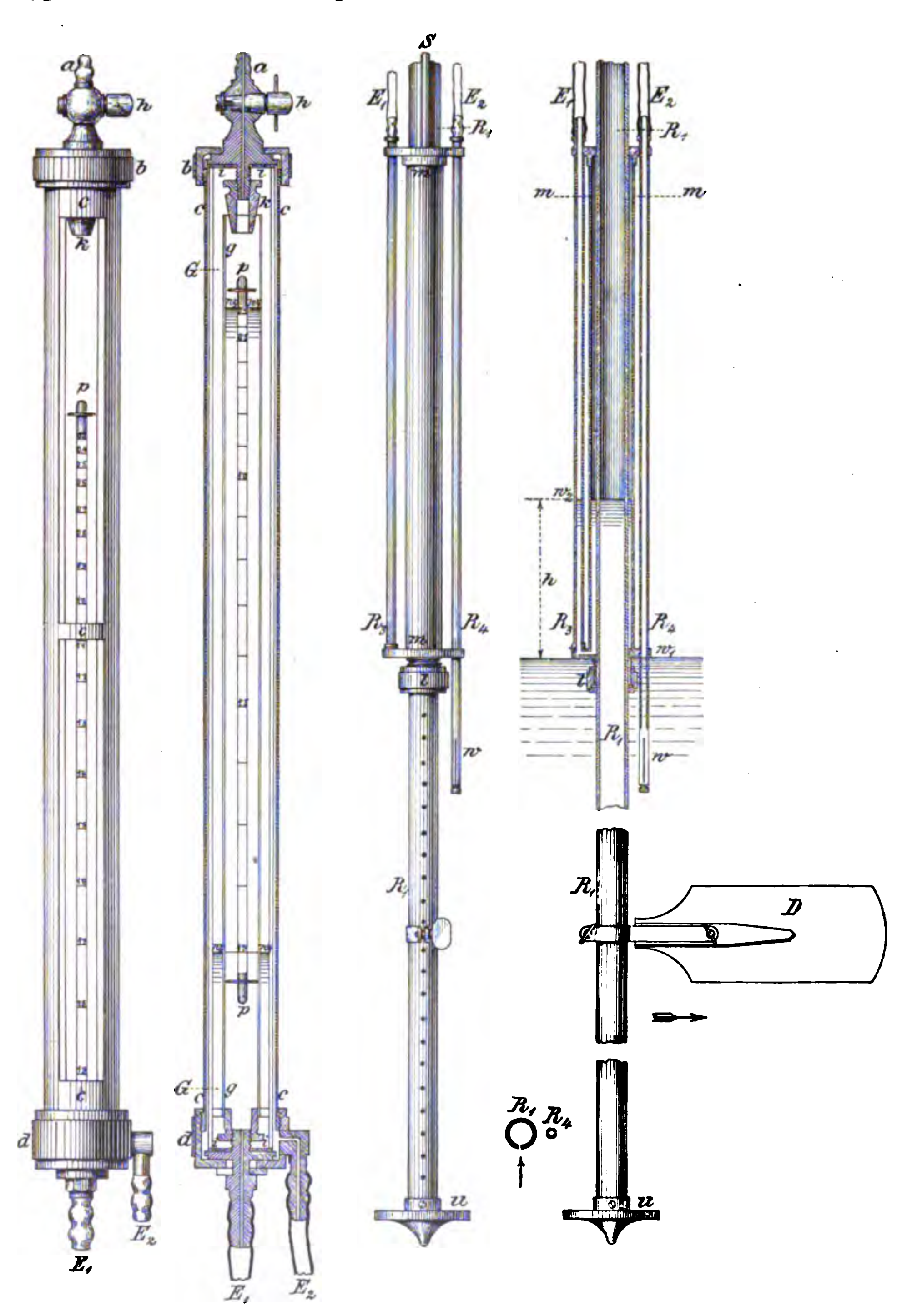


Fig. 40. Frankesche Röhre.



Manometer-
Ansicht. Schnitt.

Fig. 41. Franksche Röhre (Details).

Gegenüber dem Flügel bietet das neue Instrument die folgenden Vorteile:

a) Die Beobachtung der Zeit und die hieraus entspringenden Fehler fallen weg.

b) Die einmal durch Prüfung bestimmte Konstante des Instruments bezw. dessen Skala bleibt unverändert, da sich keine beweglichen, der Veränderung oder Abnützung unterworfenen Teile an ihm befinden. (Bei dem Flügel genügt oft ein leichtes Anstoßen mit dem Flügelrad, um eine Änderung der Koeffizienten und damit Messungsfehler zu veranlassen.) Es kann höchstens eine Glasröhre zerbrochen werden; bei der getroffenen Einrichtung des Manometers kann aber leicht eine stets als Reserve mitzuführende Glasröhre an Ort und Stelle eingezogen werden; die Angabe des Instruments ändert sich hierdurch nicht.

c) Die Handhabung des Instruments ist eine höchst einfache und bequeme; alle Nebenapparate kommen in Wegfall.

d) Jede Rechnung entfällt, da das Instrument sofort die mittlere Geschwindigkeit angibt.

e) Die Messung geht viel rascher von statten als beim Flügel; um so mehr ist dies der Fall, je größer die Tiefen sind, in denen zu messen ist, weil dann mit dem Flügel entsprechend mehr Einzelbeobachtungen in den verschiedenen Tiefen zu machen sind, während man mit der Röhre immer nur eine Beobachtung notwendig hat, gleichviel wie groß die Tiefe ist.

Das Instrument eignet sich daher besonders für Hochwasser- und sonstige Messungen, die nicht lange andauern dürfen, wie bei Bremsen von Wassermotoren, bei welch letzteren dann auch sicher zusammengehörige Werte der Wassermessung und der Arbeitsmessung erhalten werden.

Das neue Instrument wird somit für alle Arten von Wassermessungen in Kanälen, Flüssen und Strömen mit Vorteil zu verwenden sein.

Dieses Instrument ist durch G. Falter & Sohn in München zu beziehen und kostet samt Kästen etc. 180 M. = 200 Kr.

γ) Hydrometrische Flügel.

Werden genaue Geschwindigkeitsmessungen notwendig, dann bedient man sich der hydrometrischen Flügel, welche die Messung der Geschwindigkeit an jedem Punkte und in jeder Tiefe des Wasserprofiles ermöglichen.

Bei diesen Instrumenten wird durch die Geschwindigkeit des Wassers ein Flügelrad mit geraden oder besser mit windschiefen Flügeln bewegt; dasselbe dreht eine Schraube ohne Ende, deren Anzahl der Umdrehungen in einer bestimmten Zeiteinheit durch ein Zählwerk bestimmt wird. Es wird somit die geradlinige Bewegung der Wasserfäden in eine schraubenförmige umgesetzt und ist, abgesehen von den Reibungswiderständen, die Geschwindigkeit, mit welcher sich die Flügelwelle dreht, proportional der Geschwindigkeit des Wassers.

Der eigentliche Erfinder der hydrometrischen Flügel ist Woltmann, und heißt das entsprechende Instrument:

1. Woltmannscher Flügel. Eine bereits etwas verbesserte Form dieses Flügels, die noch häufig bei kleineren Wassergerinnen verwendet wird, ist folgende:

Der ganze Apparat (Fig. 42) besteht aus einer Meßstange (eingeteilte Peilstange), um welche sich der Flügel, welcher durch die Schnur *k* in einer beliebigen Tiefe fixiert wird, frei drehen kann. Besser als diese Fixierung ist eine Klemme *b*, welche in der gewünschten Tiefe an die Meßstange fest angeschraubt wird· und auf welcher sich der Flügel drehen kann, der sich

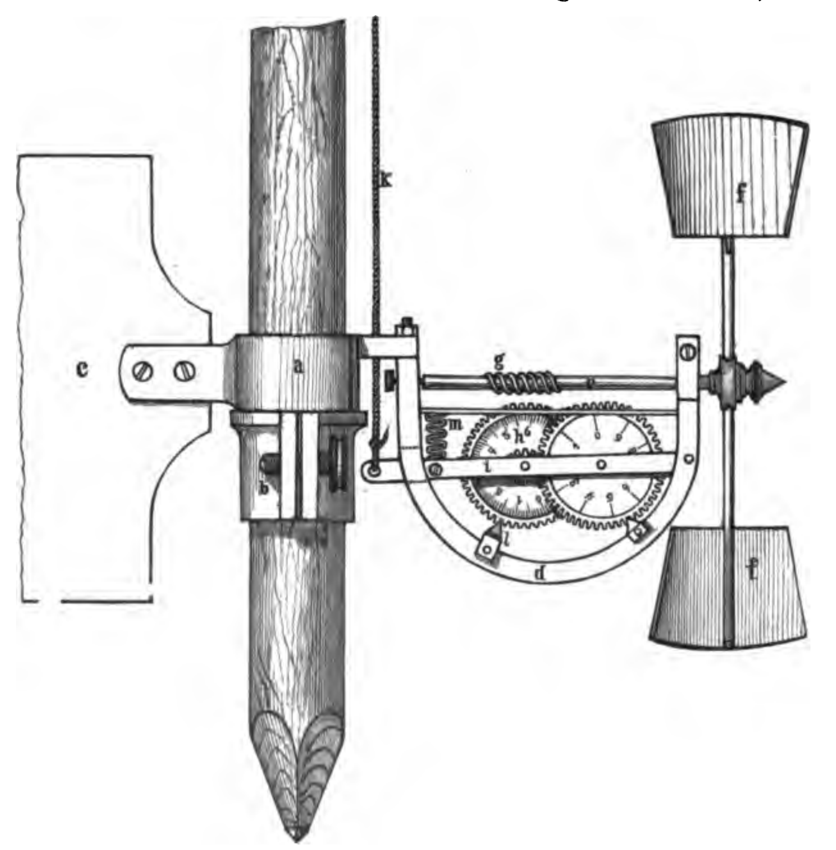


Fig. 42. Woltmannscher Flügel.

infolge des Steuerruders parallel zum Stromstrich einstellt. Der eigentliche Hydrotachymeter besteht aus dem Steuerruder *c*, dem Zählwerk und dem eigentlichen Flügel *f*.

Der Flügel sitzt auf einer Welle *c*, welche in der Mitte mit einer Schraube ohne Ende *g* versehen ist. Der Zählapparat besteht aus 2 Zahnrädern, welche auf einem Hebel *i* gemeinsam gelagert sind und mittels eines Getriebes gegenseitig in Umdrehung versetzt werden können. Durch Anziehen des um einen Punkt drehbaren Hebels *i* mittels der Schnur *k* kann das Zahnrad *h* und die Schraube ohne Ende *g* in Kontakt treten. Wenn der Zählapparat funktioniert, so wird bei jeder Flügelumdrehung 1 Zahn des Zählrades *h*

vorwärts gerückt. Das Rad *h* hat gewöhnlich 100, das Getriebe 10 und das andere Rad 100 Zähne. 'Nachdem also ein Umsetzungsverhältnis von 1 : 10 besteht, so macht das Rad *h* 10 Umdrehungen, während das zweite Rad nur eine Umdrehung macht. Es lassen sich also im ganzen am Zählapparat 1000 Umdrehungen ablesen. Die Ablesung erfolgt auf den beiden am hufeisenförmigen Rahmen *d* fix befestigten Zeigern *l* und gibt das Zahnrad *h* die Zehner und Einheiten, das andere Rad die Hunderter an.

Vor dem Herablassen des Flügels wird der Stand des Zählapparates abgelesen, der Flügel an die gewünschte Stelle in das Wasser getaucht, sodann die Schnur *k* fest angezogen und beispielsweise durch eine Minute erhalten, sodann wieder nachgelassen, der Zählapparat also ausgeschaltet, der Flügel aus dem Wasser gezogen und abermals die Ablesung an den 2 Zahnrädern gemacht. Die Differenz der 2 Ablesungen ergibt nun die Anzahl der Flügelumdrehungen pro Minute.

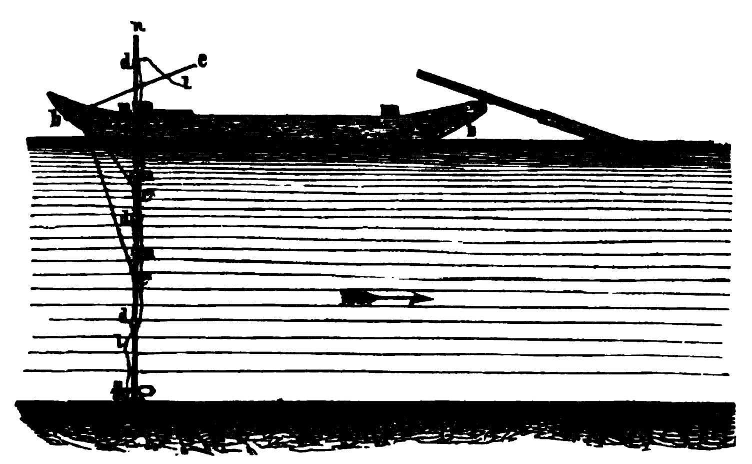


Fig. 43. Stromgeschwindigkeits-Messung mit dem Woltmannschen Flügel. Seitenansicht.

Die Messungsmanipulation mit dem Flügel kann entweder von einem festen Stege oder einer Brücke aus erfolgen oder aber bei breiten Wasserläufen von einem Kahne aus durchgeführt werden. In letzterem Falle werden 2 Kähne *b* (Fig. 43, 44 und 45) in einem Abstande von wenigstens 2 m Lichtweite durch zwei Balken oder Staffelhölzer und eine Pfostenbrücke zu einem starren Ganzen verbunden.

Der auf einer Eisen- oder Holzstange *n* verschiebbare Flügel wird, sich an das obere Querholz anlehnend, stromaufwärts in die Mitte zwischen beide Kähne eingebracht. Die Stange *n* kann, wenn aus Eisen (Gasrohr) bestehend, durch Muffen *m* beliebig verlängert werden. Die Erhaltung der Stange in vertikaler Richtung erfolgt mittels Verstrebung mit den Kähnen durch die Seile *c c' c''*. Verstellbare Ringe *d* dienen zur Führung der Auslöseschnur *l* des Zählwerkes. Die Stange *n* ragt so hoch über die Brücke hervor, daß sie leicht in das Messungsprofil einvisiert werden kann. Ist die Strömung des Wassers eine starke, dann muß für eine entsprechende Verankerung der

Kähne jeweilig Sorge getragen werden; bei nicht starker Strömung wird ein im Querprofil über den Fluß gespanntes Seil zur Führung der Kähne genügen.

Die Fehler dieses Apparates in seiner primitiven Konstruktionsform sind folgende: 1. Zeitverlust, indem nach jeder Auslösung der Flügel hinaufgezogen oder samt der Stange herausgehoben werden muß, um die Ablesung zu machen; 2. bei starker Wasserströmung wird die Schnur *k* derart beeinflußt, daß das Ein- und Auslösen des Zählwerkes nicht mehr sicher ist; 3. ist bei starker Strömung das Gewicht des Flügels zu gering, so daß er Schwankungen in vertikalem Sinne ausgesetzt ist, welche das Messungsresultat wesentlich beeinflussen; 4. bei geringer Geschwindigkeit muß die Schnur *k* längere Zeit angezogen bleiben, was die Arbeit des Messens sehr beschwerlich macht.

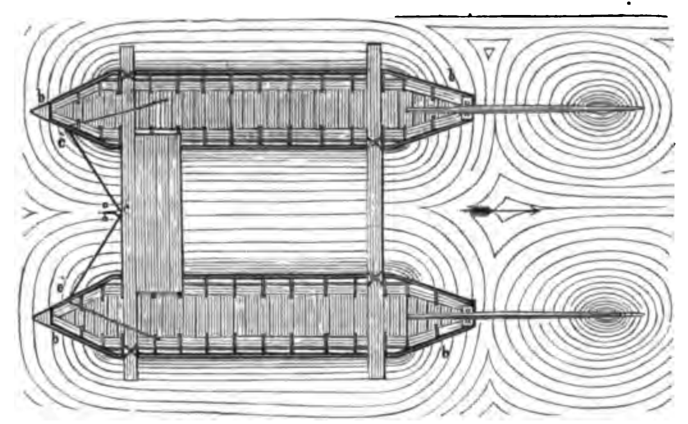


Fig. 44. Stromgeschwindigkeits-Messung mit dem Woltmannschen Flügel. Grundriß.

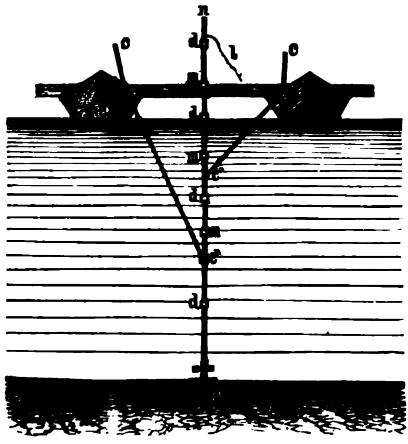


Fig. 45. Stromgeschwindigkeits-Messung mit dem Woltmannschen Flügel. Vorderansicht.

Der unter Punkt 4 geschilderte Übelstand wurde von Amsler-Laffon-Schaffhausen durch eine entsprechende Verbesserung behoben. Es wurde zu diesem Behufe ein 6 zackiges Doppelrad mit Sperrklinken angebracht, so daß durch kräftiges Anziehen der Schnur *s* (Fig. 46) das Zählwerk abwechselnd ein- und ausgerückt wird.

2. Amsler-Laffonscher hydrometrischer Flügel mit Zählwerk und elektrischer Zeichengebung. Eine weitere Verbesserung wurde in bezug auf die früher erwähnten Übelstände Punkt 1—3 dadurch erzielt, daß ein elektrischer Signalapparat mit diesem Flügel verbunden wurde. Derselbe besteht aus dem am Flügel angebrachten Schleifkontakt *p* (Fig. 46), welcher nach je 100 Touren der Flügelachse, also einmaliger Umdrehung des Zahnrades z_1 durch Berührung mit einem auf letzterem angeschraubten und mit diesem sich

drehenden Metallstift geschlossen wird, wodurch ein in einem separaten Kästchen sich befindliches Läutewerk zum Klingeln gebracht wird. Der Neusilberring *T*, mit den Leitungsdraht *R* verbunden, wird mittels der Schraubenmutter *U* an dem Bügel des Flügels angeschraubt; ein zweiter Leitungsdraht *R'* wird an das Gasrohr, welches hier statt einer hölzernen Stange verwendet wird, leitend befestigt. Die beiden Enden dieser Leitungsdrähte werden in die Klemmen einer Chromsäurebatterie eingespannt. Bevor man den Flügel in das Wasser senkt, muß das Zählwerk eingerückt werden. Dreht sich nun

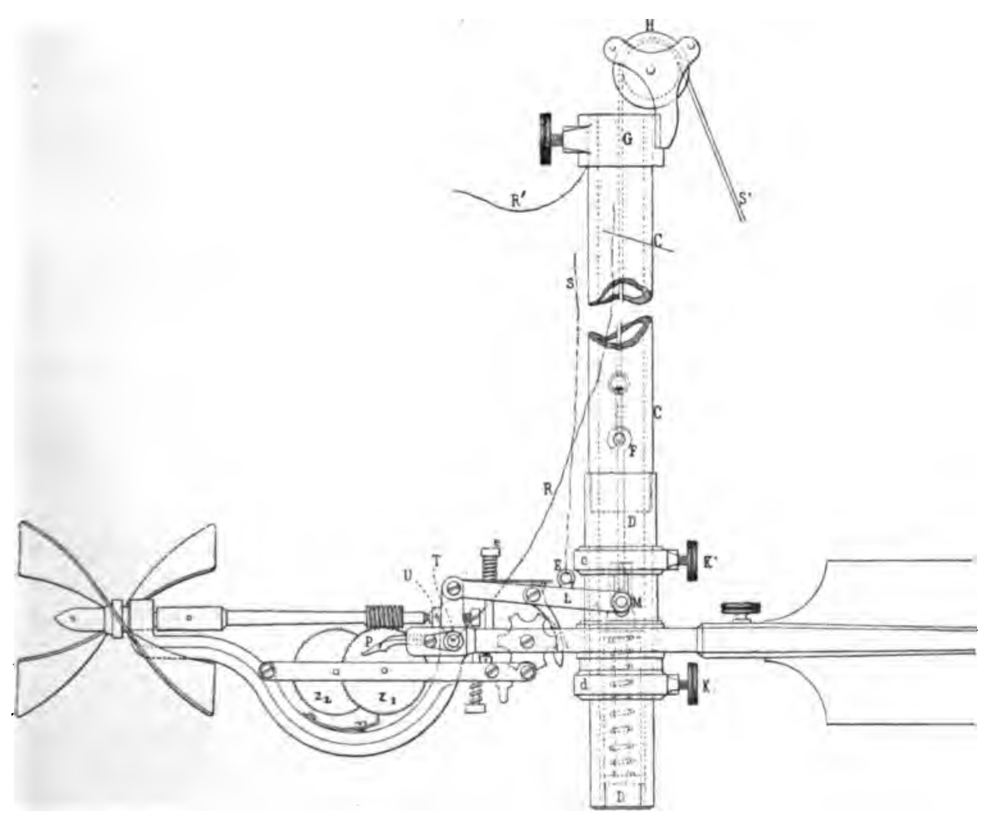


Fig. 46. Amsler-Laffonscher Flügel mit Zählwerk und elektrischer Zeichengebung.

der Flügel, so schließt nach je 100 Umdrehungen der Kontakt und das Klingelsignal ertönt. Man notiert nun die Zeit *t*, welche zwischen dem einen und dem andern Ende des Klingelns verflossen ist. In jeder Flügelstellung werden 5—10 solcher Glockensignale vorübergehen gelassen und die gesamte verflossene Zeit dann durch 5 bezw. 10 dividiert. Man erhält dann die Anzahl der Flügelumdrehungen pro Sekunde: $u = \frac{100}{t_{sec.}}$.

Die in Fig. 46 veranschaulichte Konstruktion kann auch ohne elektrische Zeichengebung in der früher erwähnten Weise benutzt werden durch Ablesung des Zählwerkes nach Ablauf einer Minute. Das Ein- und Auslösen des Zählwerkes erfolgt durch eine Schnur *S'*, welche, im Innern des Gasrohres be-

findlich, am Ausschalthebel L bei M befestigt ist und am oberen Ende des Rohres über eine Rolle H läuft.

Der Unterschied der Typen mit direkter Ablesung oder elektrischer Zeichengebung besteht sonach darin, daß im ersteren Falle die Flügelumdrehungen in einer bestimmten Zeit (z. B. 1 Minute), im zweiten Fall die Zeit für eine bestimmte Anzahl von Flügelumdrehungen (z. B. 100) konstatiert wird.

Die Geschwindigkeit v pro Sekunde selbst wird nachstehend berechnet:

$$v = \alpha + \beta \,.\, u^{sec.}$$

α ist jene kleinste Geschwindigkeit, bei welcher der Flügel infolge der Reibungswiderstände in den Lagern etc. sich zu drehen gerade aufhört. Diese Geschwindigkeit (α) entspricht also dem Reibungswiderstande, und ist dieser um so kleiner, je vollkommener das Instrument gebaut ist. Bei halbwegs besseren Flügeln ist $\alpha = 0{,}01$—$0{,}05$ m pro Sekunde, bei schlechteren Konstruktionen jedoch wesentlich größer.

β ist eine ebenfalls für jeden Flügel zu bestimmende Konstante, welche eigentlich den Umdrehungswert des Flügels darstellt, also jene Zahl, mit welcher die Anzahl der Flügelumdrehungen pro Sekunde multipliziert werden muß, um die entsprechende Geschwindigkeit $v^{sec.}$ zu geben.

u ist die Anzahl der Flügelumdrehungen pro Sekunde, und zwar ist $u = \frac{U}{t^{sec.}}$ die während der Beobachtungszeit t abgelesene Umdrehungsanzahl, dividiert durch diese Beobachtungszeit. — Diese Konstanten werden jedem Instrument beigegeben, müssen jedoch bei häufigem Gebrauch jedes Jahr neu bestimmt werden.

Beispiel: Ein Woltmannscher Flügel älterer Art, mit welchem ich im Jahre 1884 vor meinen früheren Bureaubeamten die Art der Konstantenbestimmung wiederholt demonstrierte, hatte nachstehende Konstanten:

$$\alpha = 0{,}022,$$
$$\beta = 0{,}2827.$$

Der Vorgang bei der Messung ist nun folgender:

Man läßt den Flügel an einer bestimmten Stelle und einer bestimmten Tiefe in das Wasser, nachdem beide Zählräder abgelesen wurden; es ergab die Ablesung z. B. 625

Nun zieht man die Schnur fest an und läßt den Flügel im Kontakt 1 Minute = 60 Sekunden laufen, läßt sodann die Schnur nach (Fig. 42) oder zieht bei den anderen Konstruktionen (Fig. 46) die Schnur behufs Auslösung wieder an, hebt den Flügel aus dem Wasser heraus und liest ab, z. B. 695

Es ist also $U = 695 - 625 =$ 70

Umdrehungen in 60 Sekunden, also

$$u = \frac{U}{t} = \frac{70}{60} = 1{,}167,$$

mithin $\quad v = \alpha + \beta u = 0{,}022 + 0{,}2827 \,.\, 1{,}167$ oder $v = 0{,}352$ m.

Bestimmung der Konstanten des Flügels. Man bewegt den Flügel in einem ruhig stehenden Wasser (Bassin oder Gerinne) mit den verschiedensten

Geschwindigkeiten hindurch, bestimmt für die abgemessene Wegstrecke s die jeweilig verflossene Zeit t und die Anzahl der Umdrehungen U in dieser Zeit. So habe ich, um direkt ein Beispiel vorzuführen, im Jahre 1884 mit einem einfach konstruierten Flügel mit Zählwerk des mährischen Landes-Bauamtes 41 Messungen gemacht und dabei Geschwindigkeiten von $v = 2{,}27$ bis $v = 0{,}63$ erzielt. Die Länge des Weges war $s = 40$ m. Die Messung erfolgte in einem offenen Filterbassin des Brünner Wasserwerkes; der Flügel wurde frei in dem ausgestreckten Arme, senkrecht haltend, durch das Wasser bewegt. Die größte durch Laufen auf der schmalen Deckplatte des Filters erzeugte Geschwindigkeit betrug 2,27 m. Diese Art der Manipulation setzt ziemliche Übung voraus, wenn annähernd richtige Resultate erzielt werden sollen.

Die Beobachtungen wurden tabellarisch eingetragen und ergaben nachstehende Resultate.[1])

No.	$v^m = \frac{s}{t}$ Geschwindigkeit pro Sekunde	U Anzahl der Flügelumdrehungen in der Zeit t sec.	t Zeit t sec.	U^2	t^2	ts	tU	Us
1.	2,27	160	17,6	25 600	309,76	704	2 816,0	6 400
2.	2,00	158	20,0	24 964	400,00	800	3 160,0	6 320
15.	1,17	165	34,0	27 225	1 156,00	1 360	5 610,0	6 600
23.	0,75	163	53,4	26 569	2 851,56	2 136	8 704,2	6 520
33.	0,41	159	95,8	25 281	9 177,64	3 832	15 232,2	6 360
36.	0,27	147	147,8	21 609	21 844,84	5 912	21 726,6	5 880
41.	0,063	26	627,0	676	393 129,00	25 080	16 302,0	1 040
Summe Σ		6182		977 120	1 223 058,39	164 764	434 986,1	247 280
		$\Sigma(U)$		$\Sigma(U^2)$	$\Sigma(t^2)$	$\Sigma(ts)$	$\Sigma(tU)$	$\Sigma(Us)$

Theoretisch genommen sollten die Daten für U alle gleich sein, nachdem ja der durch die Schraube zurückgelegte Weg s immer derselbe $= 40$ m ist. Im vorliegenden Fall ist der mittlere Wert $U_m = 150{,}8$.

Die Differenzen rühren eben nur von den bei einer solchen Messungsweise unvermeidlichen Änderungen in der vertikalen oder seitlichen Lage des Flügels, sowie von der Reibung in den Lagerungen her, so daß U mit abnehmender Geschwindigkeit immer kleiner und bei $v = \alpha$ endlich Null wird. Man kann diese Ungenauigkeiten wesentlich verringern, wenn der Flügel auf einem Seil oder Wagen montiert, mittels eigener Zugvorrichtung und Maschinen- oder Handantrieb durch das Bassin oder Gerinne bewegt wird; doch standen solche komplizierte Vorrichtungen dem in der Praxis stehenden Kulturtechniker nur selten zur Verfügung. Überdies sind obige Differenzen für die Praxis von keiner sonderlichen Bedeutung. Bis $v = 0{,}41$ schwankte die Differenz bei U von 168—156, erst in den letzten acht Messungen bei sehr

[1]) Aus den 41 Messungen sind nur 7 charakteristische Fälle herausgegriffen und die laufende Nummer nach der Geschwindigkeit geordnet.

kleiner Geschwindigkeit kamen bedeutende Differenzen vor, was überdies selbstverständlich ist, nachdem mit stark abnehmendem v die Anzahl der Umdrehungen U immer kleiner und kleiner und endlich bei $v = \alpha$ Null werden muß, bei welcher Grenze die minimale Geschwindigkeit gleich der Reibungsgröße des Instrumentes ist.

Nach der Methode der kleinsten Quadrate werden nun die zwei Koeffizienten (Konstanten) α und β nach folgenden Formeln bestimmt, wobei das Zeichen Σ = Summa bedeutet:

$$\alpha = \frac{\Sigma(U^2) \,.\, \Sigma(ts) - \Sigma(tU) \,.\, \Sigma(Us)}{\Sigma(t^2) \,.\, \Sigma(U^2) - [\Sigma(tU)]^2}\,.$$

$$\beta = \frac{\Sigma(t^2) \,.\, \Sigma(Us) - \Sigma(tU) \,.\, \Sigma(ts)}{\Sigma(t^2) \,.\, \Sigma(U^2) - [\Sigma(tU)]^2}$$

Die Werte, in die Formeln eingesetzt, ergaben für das vorgelegene Instrument:

$$\left.\begin{array}{l}\alpha = 0{,}053 \\ \beta = 0{,}2294\end{array}\right\} \text{ und ist also } v = \alpha + \beta u.$$

Kontrolle: No. 12. Bei $v = 1{,}17$ wurde gefunden $u = \frac{U}{t} = \frac{165}{34} = 4{,}85$ Umdrehungen pro Sekunde, also $v = 0{,}053 + 0{,}2294 \,.\, 4{,}85 = 1{,}166$, also nahezu übereinstimmend mit der wirklichen Geschwindigkeit.

No. 40. $v = 0{,}069$, $u = \frac{24}{576} = 0{,}041$ gemessen und somit $v = 0{,}062$ gerechnet, also auch nur eine sehr kleine Differenz vorhanden.

Um auf genauere Weise die Bestimmung der Flügelkonstanten durchzuführen, als dies in der eben beschriebenen primitiven Art früher in den Ländern erfolgen mußte, wo eigene Versuchsstationen hierfür nicht vorhanden waren oder das Hinsenden der Instrumente zu zeitraubend und die Untersuchung zu kostspielig war, veranlaßte das Wiener k. k. hydrographische Zentralbureau gleich nach seiner Gründung (1894) den Bau einer eigenen österreichischen Versuchsstation. Diese seit einer längeren Reihe von Jahre nunmehr bestehende staatliche Prüfungsanstalt in Wien wurde der leichteren und billigeren Wasserbeschaffung wegen in den Prater verlegt.

In einem entsprechend langen und genügend breiten, wasserdicht gemauerten offenen Kanal von rechteckigem Querschnitt wird aus der Donau das nötige Wasser gepumpt und auf diese Weise ein Wasserbassin mit horizontalem, also ruhigem Wasserspiegel geschaffen, durch welchen nun die zu prüfenden hydrometrischen Instrumente mit verschiedenen Geschwindigkeiten hindurch geführt werden.

Auf beiden Längsmauern sind Schienenstränge gelegt, auf welchen ein Wagen mit einer Plattform, durch einen Elektromotor angetrieben, mit Geschwindigkeiten von ca. 1 cm bis über 4 m pro Sekunde bewegt werden kann.

Auf der Vorderseite der Plattform wird das zu prüfende Instrument lotrecht befestigt und mit der auf einem Tische befindlichen Batterie verbunden. Auf diesem Tische sind auch noch verschiedene selbstregistrierende Apparate, wie Chronometer etc., angebracht, welche sowohl die Zeiten als auch die zugehörigen zurückgelegten Wege auf Papierstreifen aufzeichnen.

Die Weglängen werden dadurch registriert, daß auf einem der Schienengeleise von Meter zu Meter elektrische Kontakte angebracht sind, welche Distanzen beim Darüberrollen des Wagens auf der Registriertrommel markiert werden. Solcher Versuche werden mit einem Flügel ca. 30—40 mit den verschiedensten Geschwindigkeiten gemacht, welch letztere der auf der Plattform stehende Ingenieur durch einen Schalthebel nach Belieben regulieren kann.

Nach Vollendung dieser Versuche werden sodann im Bureau auf rechnerische und graphische Weise die Konstanten bestimmt.

Über das Resultat dieser behördlichen Messungen werden eigene Zertifikate ausgestellt. Die amtliche Taxe für die Tarierung eines Flügels ist mit dem Betrage von 30 Kr. festgesetzt worden.

3. Flügel von Amsler-Laffon (Zürich) mit elektrischem Signalapparat und Stangenführung. Das Charakteristische dieses Flügels besteht insbesondere darin, daß, wie bei allen Instrumenten mit elektrischer Zeichengebung, nicht die Anzahl der Umdrehungen während einer bestimmten Zeit, z. B. 1 Minute, bestimmt werden, sondern daß jeweilig die Anzahl der Sekunden konstatiert wird, welche der Flügel braucht, um eine bestimmte Anzahl von Umdrehungen

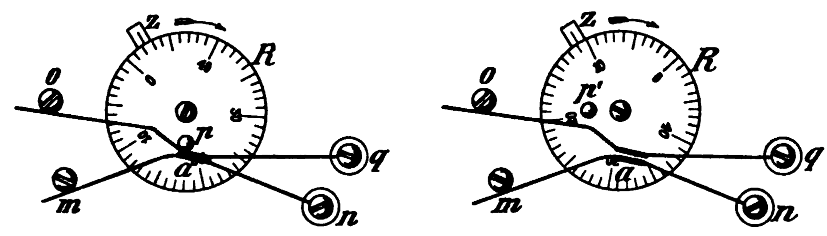


Fig. 47. Federkontakt.

(hier speziell 50) zu machen. Dies wird dadurch ermöglicht, daß in dem bei den neuern Apparaten vom Wasser abgeschlossenen Zählwerke nach 50 Flügelumdrehungen ein elektrischer Kontakt geschlossen und dadurch ein Läutewerk in Bewegung gesetzt wird. Dieses Läuten dauert durch einige Zeit hindurch, und wird genau die Anzahl der Sekunden (event. Bruchteile derselben) an einem Chronograph konstatiert, welche vom Ende des einen Läutens bis zum Ende des nächsten Läutens verflossen sind.

Dieser temporäre Kontakt wird durch 2 sehr elastische Federn im Gehäuse, in welchem die Flügelachse, die Schraube ohne Ende und das Zählrad wasserdicht verschlossen placiert sind, erzielt. Eine dieser Federn *mn* (Fig. 47) ist durch die 2 Metallschrauben *m* und *n* fixiert, d. h. bei *n* eingespannt, und federt bei *a* und *m*. Die zweite Feder ist nur bei *q* fest eingespannt und ist durch einen im Gehäuse festgeschraubten Ebonitstift *p* (die Elektrizität nicht leitender, roter oder schwarzer, Hartgummi ähnlicher Stoff) teilweise fixiert.

Auf dem Zählrade *R*, das in 50 Teile eingeteilt ist und das sich bei jeder Flügelumdrehung um 1 Teilstrich weiterbewegt, ist ein hervorragender Ebonitstift *p* befestigt, welcher die kreisförmige Bewegung des Zählrades mitmacht. Kommt nun dieser Stift aus der Lage *p'* in die Lage *p*, so preßt er die obere Feder auf die untere, die beiden bei *a* an den Federn angelöteten Platinbleche (gegen Rosten) berühren sich, der Kontakt wird durch

einige Zeit geschlossen — das Läutewerk läutet so lange, bis der Stift von p nach p' gekommen ist, worauf die Federn wieder auseinander gehen — der Kontakt, somit das Läuten aufhört. Natürlich sind diese 2 Federn mit den 2 Polen (Endklemmen) der Batterie durch Leitungsdrähte in Verbindung gesetzt.

Dieser Flügel (Fig. 48) ist auch insoweit anders gestaltet, als die Form der windschiefen Flügelflächen eine praktischere, ebenso die Form des Steuerruders eine bessere ist. Für Wassertiefen bis 4 m wird der Flügel längs eiserner Peilstangen geführt, welche auf der Flußsohle fest eingestoßen werden.

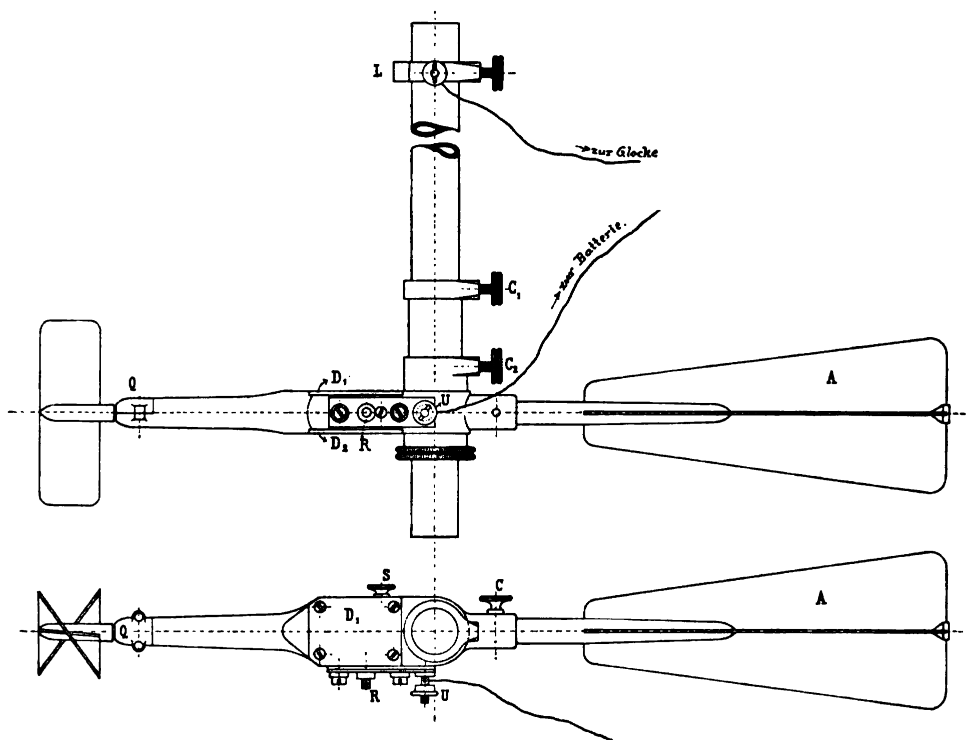


Fig. 48. Amsler-Laffons elektrischer Flügel mit Stangenführung.

Bei der Flügelkonstruktion (Fig. 48) ist also das direkte Ablesen des Zählwerkes ausgeschlossen.

Der Gebrauch dieses Instrumentes erfolgt in nachstehender Weise: Nachdem das Steuerruder A mit Hilfe der Schraube C befestigt ist, steckt man den Flügel auf ein ca. 20 mm-Gasrohr und klemmt ihn mittels der Druckschrauben C_1 und C_2 in der gewünschten Höhe fest. Eine der Klemmen F_0 auf der hinteren Seite des Brettchens, an welchem die Batterie (Salmiak- oder Trockenelemente, letztere sehr unverläßlich) und das Läutewerk befestigt sind, wird durch einen Leitungsdraht mit der Klemme am Visierring L verbunden. Die andere Klemme F_{50} (Bezeichnung der Amsler-Laffonschen Flügel) am Batteriebrettchen wird durch einen zweiten Leitungsdraht mit der Klemme U am Flügel verbunden. Die eiserne Stange, auf welcher der Flügel befestigt

ist, bildet selbst einen Teil der elektrischen Stromleitung. Je nach 50 Touren der Flügelachse wird der Kontakt geschlossen werden und das Läutewerk zu klingeln beginnen. Bei großen Wassergeschwindigkeiten, wo die Signale rasch nacheinander folgen, ist es anzuempfehlen, wie früher schon erwähnt, die Zeit für 5—10 Signale zu beobachten und dann durch die Anzahl der Signale zu dividieren.

Wird der Lagerdeckel *Q* behufs Reinigung abgeschraubt, so ist darauf zu achten, daß keines der im Lager *Q* befindlichen Friktionswälzchen, die zur Herabminderung der Reibung dienen, verloren geht. Sollten Störungen im Kontaktmechanismus eintreten, so wird der obere Gehäusedeckel D_1 abgeschraubt und mittels der Stellschraube *R* die Regulierung der Feder am Kontakthebel, welcher mit sanftem Druck auf einem exzentrischen Kontaktscheibchen streifen soll, vorgenommen. Die Schraube *S* dient zur Entleerung des während des Messens etwa in das Innere des Gehäuses gedrungenen Wassers.

Seit dem Jahre 1881 hatte ich Gelegenheit, den Fortschritt der sukzessiven Verbesserungen an den für das frühere Amt, welchem ich vorstand, später für die Lehrkanzel bezogenen Amsler-Laffonschen Flügeln, die überhaupt alle mit einer anerkannt rühmenswerten Präzision gearbeitet sind, zu beobachten, und habe auf Grund der zahlreichen praktischen Messungen manche Verbesserung angeregt, die insbesondere auch die Subtilität und leichte Verrückbarkeit, sowie schwere Regulierung der Federn des Kontaktmechanismus (Fig. 47) betrafen, welche Übelstände bei dem neuesten Flügel (1894) behoben erscheinen.

Bei sehr geringen Geschwindigkeiten nimmt die Beobachtung zwischen je zwei Glockensignalen eine geraume Zeit in Anspruch. Um diesen Übelstand in solchen Fällen zu beheben, d. h. Zeit zu ersparen, und um über die Regelmäßigkeit der Flügelbewegungen in tiefem Wasser jederzeit im klaren zu sein, hat Amsler-Laffon auch die Einschaltung eines Telephons ermöglicht, welches jede einzelne Flügelbewegung durch deutlich hörbares Scharren markiert. In diesem Falle wird die Anzahl der Flügelumdrehungen binnen 1 Minute gezählt (abgehört).

Alle bisher beschriebenen Flügelkonstruktionen machen das Herausziehen desselben nach Beendigung der Beobachtung an einem in einer bestimmten Tiefe unter dem Wasserspiegel liegenden Punkte unerläßlich. Um nun in einer Stromvertikalen alle in verschiedenen Tiefen notwendigen Messungen in kürzester Zeit und ohne öfteres Herausholen des Flügels bewerkstelligen zu können, hat Amsler-Laffon den für Stangenmessungen eingerichteten Flügel mit einer vertikalen Schlittenführung und einer Haspel versehen, mittels der die jeweilige Tiefenlage des Flügels nach der Länge des abgerollten Drahtes oder Drahtseiles vom Standorte des Beobachters aus bestimmt werden kann.

Diese Konstruktion erscheint durch Fig. 49 veranschaulicht. Der Schlitten oder Wagen *S*, der mit den vier Rollen in zwei Längsnuten (Rinnen) der eisernen Führungsstange *m* läuft, kann auch ausgeschaltet und der Flügel sodann durch Aufstecken mittels der Hülse *g* auf die eiserne Stange wie in der früher beschriebenen Weise benutzt werden. Flügel und

Wagen hängen auf einem dünnen Drahtseile, aus Aluminiumbronze gefertigt, welches mittels der Haspel *H* gezogen (aufgewickelt) werden kann.

Man senkt den Schlitten *S* so weit herab, bis die Flügelachse mit dem Wasserspiegel zusammenfällt, stellt nun den Nullpunkt des auf der Haspel befindlichen Schiebers *a* auf eine Kante der eingeteilten Trommelscheibe *b* ein und dreht letztere, welche mit Reibung auf der Achse der Seiltrommel sitzt, ohne die Trommel selbst zu drehen, so weit, bis einer ihrer Nullpunkte einer Kante des Schiebers *a* gegenübersteht. Die Größe der vertikalen Verschiebung des Schlittens, also auch des Flügels, von der Wasseroberfläche an gerechnet, wird dann am Schieber *a* in Metern bezw. Dezimetern, auf der Scheibe *b* in Zentimetern abgelesen.

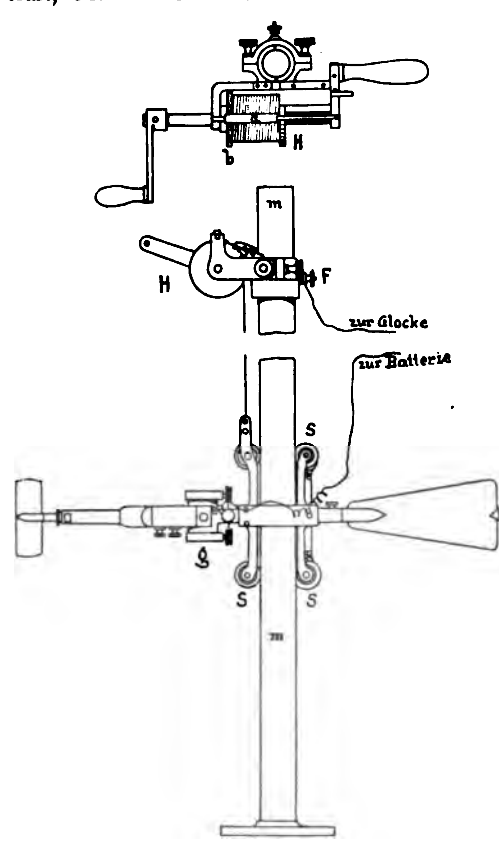


Fig. 49. Flügel mit elektrischer Zeichengebung und Schlittenführung.

Der Flügel selbst ist entsprechend äquilibriert und stellt sich durch das Steuerruder selbsttätig immer in die Stromrichtung ein. Dieses Instrument kostet samt Telephon und sonstigem Zubehör 700 Franks = 680 Kr. ö. W.

4. Hydrometrischer Flügel von Amsler-Laffon mit Aufhängevorrichtung und elektrischem Grundtaster (Fig. 50). Preis komplett ca. 600 Franks. Überschreitet die Wassertiefe, insbesondere bei größerer Geschwindigkeit, das Maß von 4 m, dann ist das Manipulieren und Gerade- (Vertikal-) halten der schweren Eisenstangen ein sehr mühevolles. Man verwendet dann für größere Wassertiefen einen Flügel, der mittels eines sogen. kardanischen Gelenkes, welches die größte Freibeweglichkeit gestattet, auf ein Drahtseil frei aufgehängt wird. Um ein strammes Anspannen des Drahtseiles zu ermöglichen, wird unterhalb des Flügels eine große, gußeiserne Linse von 35—40 kg Gewicht befestigt. Das Drahtseil läuft über eine auf einem festen oder Auslegekran gelagerte Seiltrommel mit Zifferblatt und Sperrrad.

Während der Messung in einer Stromvertikalen braucht natürlich der Flügel nicht aus dem Wasser gezogen zu werden, sondern wird in nachstehender Weise verfahren: Man senkt zuerst die Linse so tief in das Wasser, daß die Flügelachse mit dem Wasserspiegel zusammenfällt. Nun stellt man den Zeiger des Haspels, der sich mit Friktion drehen läßt, während die

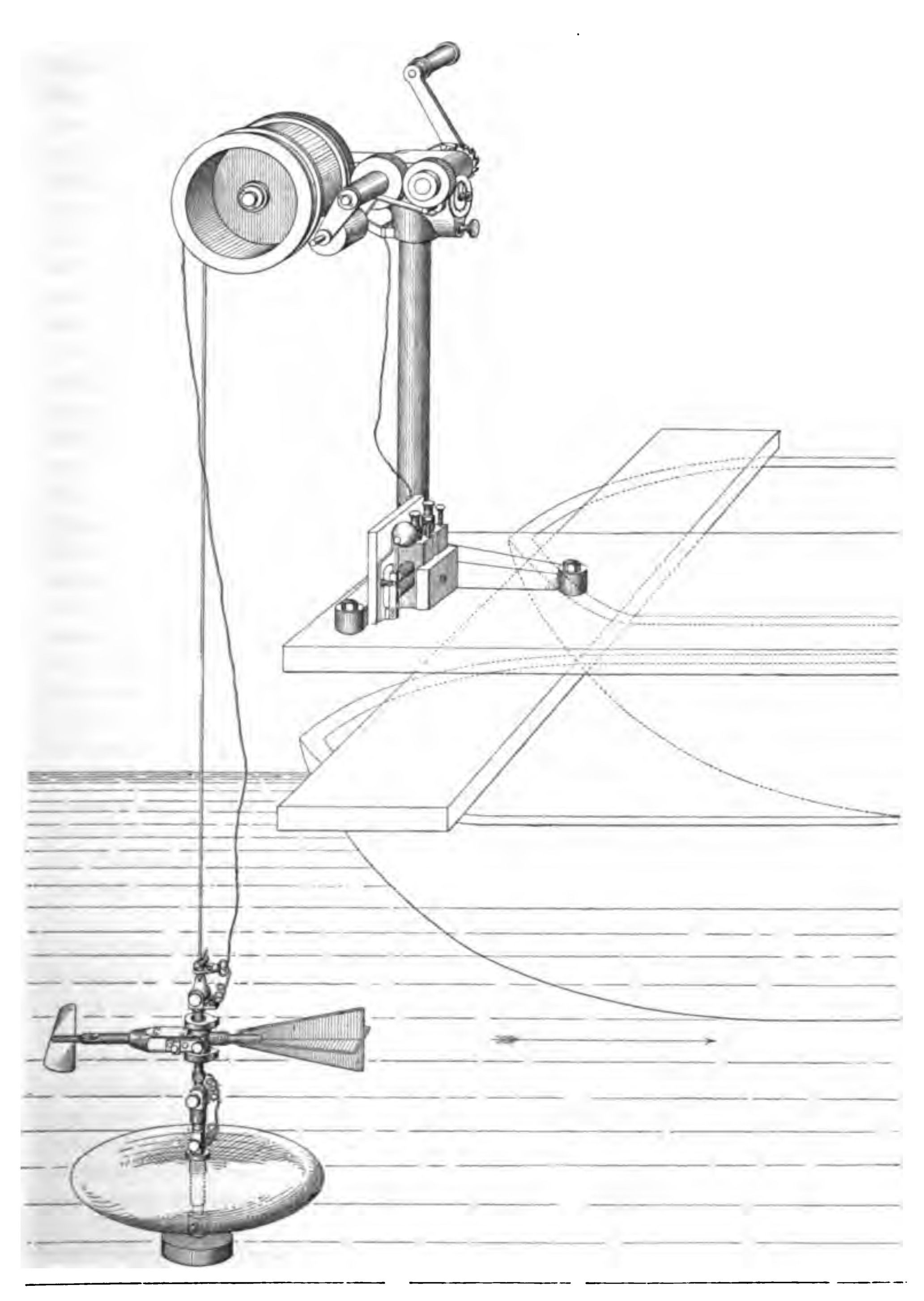


Fig. 50. Amsler-Laffonscher Flügel mit Aufhängevorrichtung und elektrischem Grundtaster.

Kurbel stehen bleibt, auf Null. Senkt man nun durch Drehen der Kurbel den Flügel in eine beliebige Tiefe, so kann diese am Zifferblatt in Metern und Dezimetern, am Sperrrad in Zentimetern abgelesen werden. — Man läßt nun, nachdem man die Sperrklinke ausgehoben, die Linse vorsichtig so weit herunter, bis sie den Grund des Flußbettes berührt. Die entsprechende Ablesung, vermehrt um 0,3—0,5 m (Abstand der Flügelachse vom tiefsten Punkt der Linse), ist die Wassertiefe der Beobachtungsstelle. Es entfällt hier somit ein früheres Abpeilen des Profiles.

Um den Moment des Aufsitzens der Linse, der unter gewöhnlichen Umständen und besonders bei großer Geschwindigkeit nicht leicht zu konstatieren ist, sofort zu markieren, ist mit der Linse ein elektrischer Grundtaster verbunden. Dieser Taster besteht aus zwei teleskopartigen Röhren, die, mit den zwei Kontaktstellen versehen, in normalem Zustand durch eine kräftige Spiralfeder auseinander gehalten werden. Beim Aufsitzen des untersten erweiterten Teiles der einen Röhre wird durch das Gewicht der Linse die mit derselben fest verbundene zweite Röhre herabgeschoben, die Kontaktstellen (Platinbleche) berühren sich — das Klingelsignal läutet ununterbrochen, so lange die Linse nicht aufgezogen wird. Dieses Signal ist daher auch leicht von dem periodischen, nach je 50 Flügelumdrehungen während des Herabsenkens zu hörenden Klingeln zu unterscheiden. Ertönt nun dieses permanente Läuten, so hebt man die Linse nur so weit in die Höhe, bis dieses Grundtastersignal aufhört, und macht die Ablesung auf der Trommel. Nun hebt man den Flügel noch um einen oder zwei Dezimeter und macht zur Bestimmung der Sohlengeschwindigkeit die erste Messung der Zeit zwischen je 50 Umdrehungen.

Der verstorbene Professor Harlacher-Prag hatte schon im Jahre 1872 begonnen, die alten Konstruktionen einer Änderung zu unterziehen und bei den hydrometrischen Flügeln sehr schätzenswerte Verbesserungen anzubringen. So ist in der vollkommensten Form mit dem Flügel ein Chronograph verbunden, welcher mittels einer rotierenden Trommel und einem Tintenstift die Messungsresultate sofort graphisch zur Anschauung bringt. Ähnliche Apparate kosten jedoch bereits bis 2500 Franks = 2600 Kr. ö. W.

Professor Harlacher hatte sein Instrument auch derart eingerichtet, daß dasselbe kontinuierlich mit gleichförmiger Geschwindigkeit durch die ganze Stromvertikale vermittelst Trommel und Drahtseil herabgelassen werden kann. Bei dieser Vertikalbewegung nimmt der Flügel in jeder Tiefenlage unter dem Wasserspiegel die diesem Punkte entsprechende Umdrehungsgeschwindigkeit an und kann auf diese Art die mittlere Geschwindigkeit der ganzen Stromvertikalen durch eine einzige Messung bestimmt werden. Diese einzelnen und in verschiedenen Zeiten gemachten Flügelumdrehungen werden auf elektrischem Wege ermittelt, und nannte Professor Harlacher diese Operation die „elektrische Integration". Seine einfacheren Instrumente sind ebenfalls mit Zählwerk versehen.

In der Publikation Professor Harlachers: „Die Messungen in der Elbe und Donau und die hydrometrischen Apparate und Methoden des Verfassers" (Leipzig, A. Felix) sind diese Instrumente im Detail beschrieben und durch

vorzügliche Illustrationen veranschaulicht, und verweise ich diesbezüglich auf dieses Werk, in welchem der Verfasser auch die Priorität auf diese seine hervorragenden Verbesserungen betont.

Während ich in der 1. Auflage dieses Werkes rücksichtlich des Baues präzis konstruierter hydrometrischer Flügel nur auf ausländisches Fabrikat hinweisen konnte, haben sich die Verhältnisse seither wesentlich geändert.

Mit der Gründung des staatlichen hydrographischen Zentralbureaus beim k. k. Ministerium des Innern wurde der Bedarf an diesen Instrumenten ein bedeutend erhöhter, und lag es nahe, dieselben in Wien bauen zu lassen. Nach den Entwürfen obigen Staatsamtes wurden von den Wiener Firmen Kraft & Sohn, Czeija, Nißl & Comp. und Ganser Flügel konstruiert, welche heute als die besten Instrumente dieser Richtung bezeichnet werden können. Von den für Ströme und große Flüsse gebauten großen Hochwasserflügeln absehend, sollen nur zwei Instrumente hier besprochen werden. Der Hauptvorzug dieser Flügel liegt außer in der vorzüglichen Bauart insbesondere in der Einfachheit der Kontaktvorrichtung, der leichten Reinigung während der Messungen und in dem kleinen Werte des Koeffizienten α, welcher auch die Messung von kleinen Geschwindigkeiten ermöglicht.

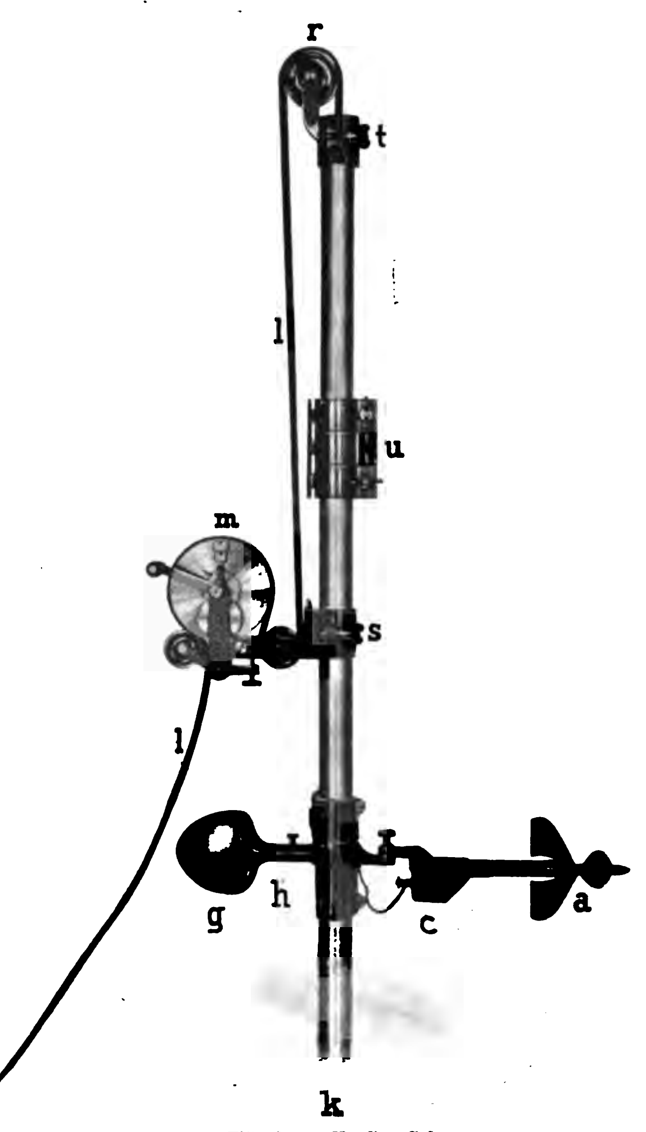


Fig. 51. Flügel von Kraft & Sohn.

5. Flügel von Kraft & Sohn. Aus Fig. 51 ist das Arrangement der Montierung des ganzen Apparates zu ersehen, und zwar für den Fall, als das

Instrument nicht als einfacher Stangenflügel verwendet wird, sondern durch ein Kabel frei auf und ab bewegt werden soll.

Die Stangen *k* sind Stahlröhren, welche, geschlitzt, die Geradführung des Flügels ermöglichen.

Das Meßinstrument selbst besteht aus dem eigentlichen Flügel *a* (Fig. 52), zwei windschiefen Schaufelflächen in Bronze hergestellt, welche auf einer in einer Hülse *b* gelagerten Stahlwelle aufgesteckt sind. Durch die Anordnung eines Kugellagers ist die Reibung auf ein Minimum herabgedrückt. In einem durch einen Schieber abschließbaren Gehäuse *c* ist das Zahnrad gelagert, welches in das kurze Stück einer an der Flügelwelle angebrachten Schraube ohne Ende eingreift. Auf dem Zahnrad (mit 50 Zähnen) steckt ein Metallstift, welcher im Verlaufe der Drehung des Zahnrades an einer kurzen Metall-

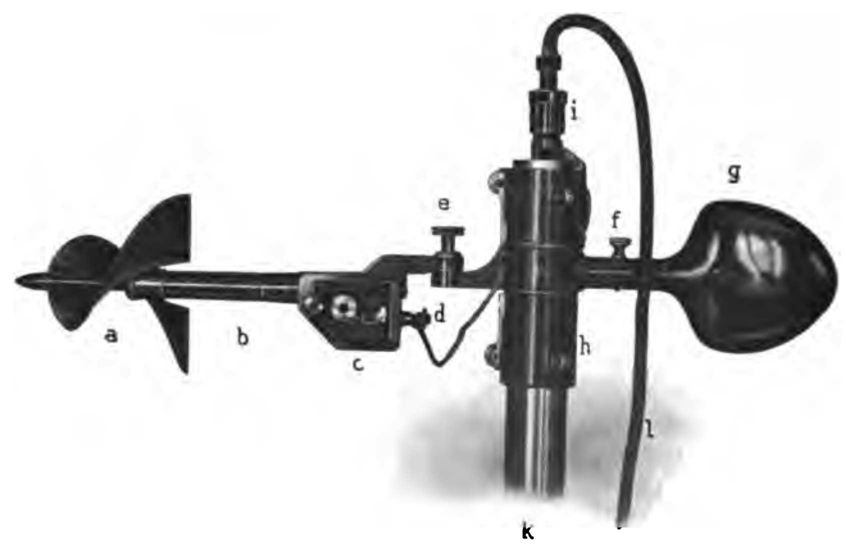


Fig. 52.

feder gleitet und in diesem Zwischenraum den elektrischen Kontakt durch den Draht *d* mit der Batterie (vermittelt durch das Kabel *l*) herstellt. Nachdem bei längerem Messen im Hochwasser doch mit der Zeit unreines Wasser in das Gehäuse *c* eintritt, so können nach Herausziehen des Deckels (in Fig. 52 ist der Deckel bereits entfernt) Kontaktfeder und Rad leicht gereinigt werden. Der Mechanismus der Federung ist gegenüber jenem des Amsler-Laffonflügels (Fig. 47) ein höchst einfacher und stabiler.

Dieser Flügel ist mittels der Schraube *e* an der Hülse *h* befestigt, welche Hülse durch zwei Schlitze in den Stahlröhren *k* ihre Führung erhält. In Fig. 52 erscheint das Kupplungsstück *i*, welches sich im Rohre befindet und das Kabel *l* aufnimmt, herausgezogen, um es im Bilde zur Anschauung zu bringen. Mittels der Schraube *f* wird das weniger zur Steuerung als vielmehr zur Äquilibrierung steuerartig geformte Gegengewicht *g* befestigt.

Der Flügel hängt nun an dem Kabel, welches beide Drähte enthält, die dann mit den Polen der Batterie bezw. dem Läutewerk verbunden werden.

Dieses Kabel, im Innern der Stahlrohre befindlich, läuft über eine Rolle *r* (Fig. 51), von hier über 3 Rollen *q*, *m* und *o* (Fig. 53), von wo aus es sodann zur Batterie geführt wird.

Die Rolle *m* stellt eine eingeteilte Meßscheibe dar, an welcher die Länge des durch Drehen der Kurbel *n* gehobenen Kabels bezw. die Tiefenlage des Flügels unter Wasser abgelesen werden kann. Die Rollen *o* und *q* dienen zur Erzeugung der notwendigen Friktion des Kabels an der Meßscheibe, welche Reibung durch die Stellschraube *p* beliebig vergrößert oder verkleinert werden kann.

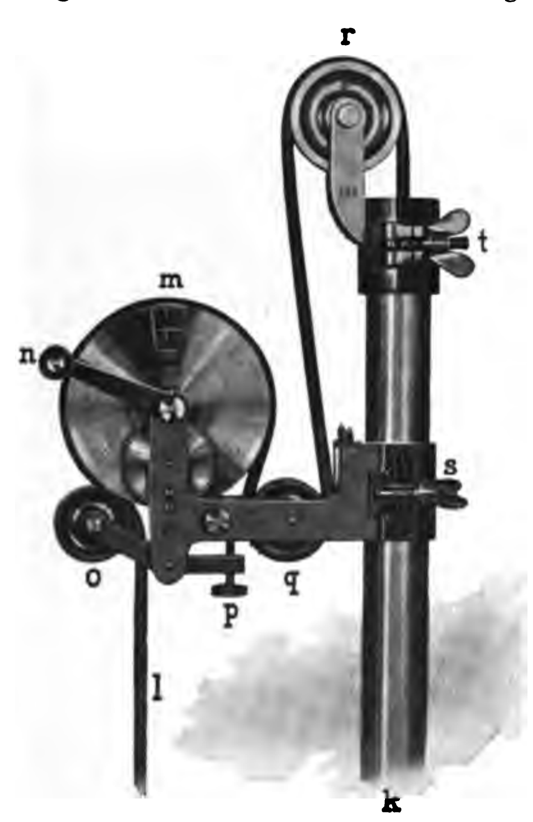


Fig. 53.

Durch Ersatz der Hülse *h* durch eine gewöhnliche Aufsteckhülse, welche mittels der Schrauben *e* und *f* mit dem Flügel und Steuer verbunden wird, kann dieser Aufhängeflügel in einen gewöhnlichen Stangenflügel verwandelt werden. Die Kupplung der einzelnen Röhren erfolgt in sehr sinnreicher Weise durch aufklappbare Kluppen *u*.

Ein derartiges Instrument kostet samt Batterie, Läutewerk und 4 m Stahlröhren 600 Kr.

Die Konstanten des Instrumentes No. 169 (Inventar der Lehrkanzel) haben nachstehende Werte: für $v = 0{,}08$—$1{,}41$ m ist $\alpha = 0{,}023$ und $\beta = 0{,}200$,
für $v = 1{,}31$—$4{,}09$ m ist $\alpha = 0{,}074$ und $\beta = 0{,}214$.

Der äußere Flügeldurchmesser ist . . . . = 125 mm.
„ innere „ „ . . . . = 32 „
Schaufelhöhe. . . . . = 108 „
Schaufelbreite . . . . = 46,5 „
Kontakt nach je 50 Umdrehungen.

6. Ganserscher hydrometrischer Taschenflügel mit elektrischem Kontakt nach je 25 oder 50 Umdrehungen. Seit kurzer Zeit baut der Mechaniker Ganser nach Angabe des hydrographischen Zentralbureaus Taschenflügel zum Gebrauche für kleinere Gerinne und Bäche, welche nur als Stangenflügel verwendbar sind und an einem Stock mittels einer Schraube *s* (Fig. 54)

befestigt werden können. (Die Schraube ist in der photographischen Ansicht normal gestellt zu sehen und provisorisch in die Vorderwand des Kästchens eingeschraubt.)

Der Flügel selbst, dessen Schaufeln aus Aluminium nach dem kleinen Modell wie die größeren Bronzeflügel hergestellt sind, ist in dem Deckel des



Fig. 54. Gauserscher hydrometrischer Taschenflügel.

13 cm breiten, 22 cm langen und 20 cm hohen Kästchens angebracht und besitzt ebenfalls Kugellagerung. Das Gehäuse mit dem Zahnrad (25 oder 50 Zähne) und elektrischem Kontakt ist kreisrund. Die Batterie, aus 2 Beutelelementen (mit konzentrierter Salmiaklösung) E_1 und E_2 bestehend, sowie das Läutewerk G sind im unteren Teil des Kastens untergebracht, in welchem auch ein Haspelkreuz mit 5 m langem Kabel noch Platz findet. In der Figur ist der obere Teil der Vorderwand heruntergeklappt. Es ist dies die neueste

Konstruktionsart dieses Taschenflügels, der eine äußerst kleine Reibung besitzt. Es ist bei No. 76 (ältere Konstruktion, 25 Umdrehungen) für

$$u \leqq 18{,}89 \text{ Umdrehungen pro Sekunde: } \alpha = 0{,}0374, \quad \beta = 0{,}1141,$$

und für $u \gtreqqless 18{,}89$ ist $\alpha = -0{,}1326$ und $\beta = 0{,}1231$,

für den Flügel No. 237 (neueste Konstruktion für 50 Umdrehungen) ist für

$$u \leqq 19{,}36: \alpha = 0{,}0090, \beta = 0{,}1182,$$
$$u \gtreqqless 19{,}36: \alpha = -0{,}1730, \beta = 0{,}1276.$$

Es ist dies die kleinste Konstante α, welche mir bei Flügeln überhaupt bekannt ist, die also einer Geschwindigkeit von 9 mm pro Sekunde entspricht.

Ein derartiger Taschenflügel kostet samt 5 m langem Kabel 140 Kr. inklusive Zertifikat (von dem k. k. hydrographischen Zentralbureau ausgestellt entsprechend der amtlichen Normaltaxe 30 Kr.).

δ) Arwidsonscher Stromgeschwindigkeitsmesser.

Dieser für große Tiefen, bei uns jedoch selten in Anwendung kommende hydrometrische Meßapparat besitzt statt des Flügels ein Schalenkreuz. In nebenstehender Fig. 55 bedeutet *s* das Schalenkreuz, *R* Rahmen aus Metall, *a b* drehbare Achse des Schalenkreuzes, *c d* Querstangen zur Lagerung der Achse *a b*, *z* Zählwerk, *g* Gewicht mit Rahmen, aus einem Stück bestehend, *e* Sperrhaken (Lage beim Hinablassen des Apparates), *e'* Sperrhaken (Lage bei umgekehrtem Apparat, wenn das Gewicht *g* nach unten zu liegen kommt).

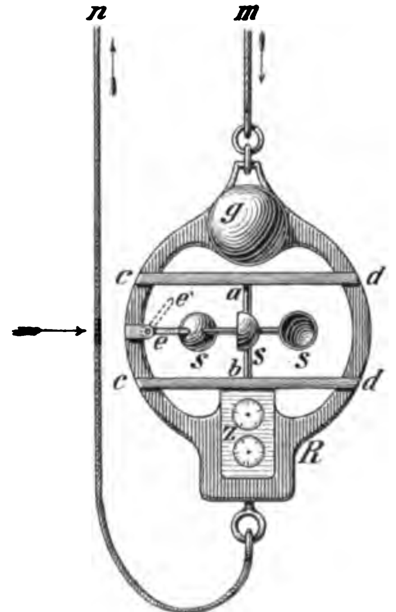


Fig. 55. Arwidsonscher Stromgeschwindigkeitsmesser.

Der Apparat wird, wie gezeichnet, an einem Seil (Schnur) *m* herabgelassen, bevor jedoch das Zählwerk abgelesen. In der gewünschten Tiefe wird nun die Schnur *n* angezogen; der Sperrhaken *e* fällt in die Lage *e'* — das Schalenkreuz rotiert und überträgt die Umdrehungen auf das Zählwerk *z*. Nach Ablauf einer gewissen Zeit *t* wird nun wieder die Schnur *m* angezogen, dadurch das Schalenkreuz arretiert, der Apparat hinaufgezogen und abermals das Zählwerk abgelesen. Die Differenz der beiden Ablesungen ergibt sodann die Anzahl der Umdrehungen in der Beobachtungszeit *t*.

ε) Statische Strommesser.

Diese Apparate, welche sich erst im Stadium der konstruktiven Entwickelung befinden und daher noch viele Unvollkommenheiten aufweisen, jedoch hoffentlich bald jene Vervollkommnung erreichen werden, welche sie dann

infolge ihrer Billigkeit und Einfachheit in die Praxis allgemein einführen wird, beruhen zumeist auf dem Prinzip der hydrometrischen Wage, indem der auf eine vertikale, dünne Blechscheibe oder Kugel ausgeübte Wasserdruck direkt durch Gewichte, Federn etc. gemessen wird. Hierher gehört unter anderen der Strommesser, welcher vom schweizerischen Genie-Oberst Meinecke im Jahre 1882 konstruiert wurde. Der Preis dieses bei Usteri-Reinacher in Zürich gebauten Instrumentes beträgt 80 Franks = 80 Kr. ö. W.

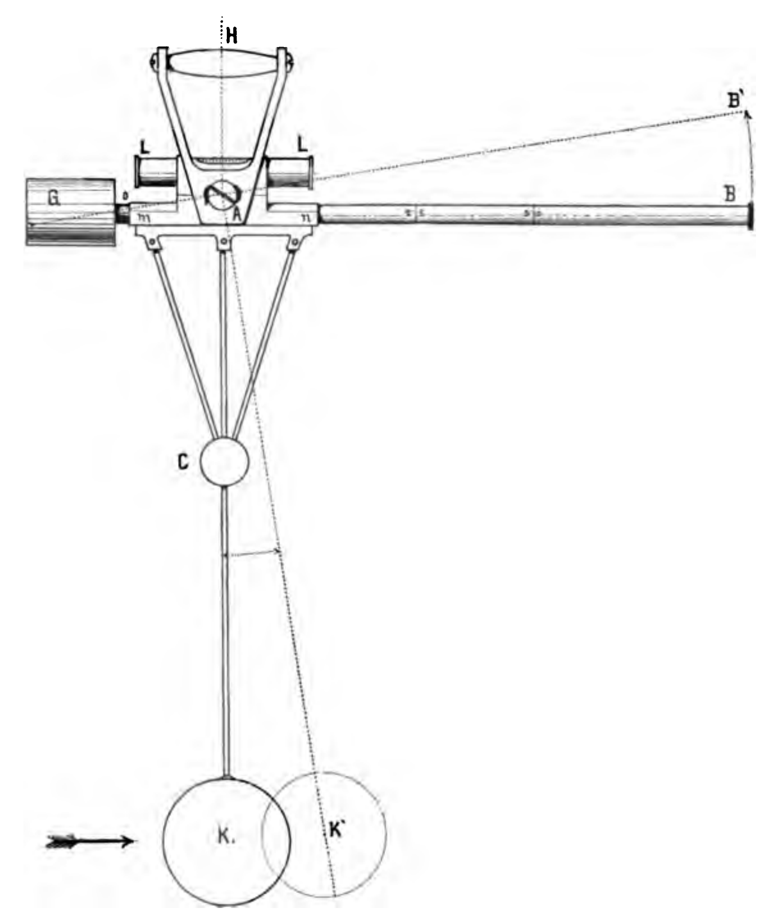


Fig. 56. Strommesser von Meinecke.

Der Apparat ist ungemein einfach konstruiert und nur zur Bestimmung der Oberflächengeschwindigkeit raschfließender Gewässer verwendbar. Er besteht aus der Aufhängevorrichtung AH (Fig. 56), dem Wagebalken BG, welcher auf einer Achse von dreieckigem Querschnitt mit einer der scharfen Kanten aufgehängt ist und hier mit einem am untersten Ende mit einer massiven Messingkugel K versehenen, auf BC senkrecht stehenden Hebelarm ACK verbunden ist. Die kleine Kugel C markiert die Stelle, bis zu welcher das Instrument in das Wasser einzusenken ist; dem vorliegenden

Instrumente entsprechend wird die Kugel K 0,30 m unter den Wasserspiegel zu liegen kommen. Der Wagebalken BG ist, mit einer fixen Wasserwage LL versehen, in der Hülse mn verschiebbar und steht, wenn der Nullpunkt o, in der Nähe des fixen Gewichts G befindlich, mit der Kante m der Hülse mn zusammenfällt, horionzontal. Senkt man nun mittels der Handhabe H das Instrument in das Wasser, so wird, entsprechend dem auf die Kugel K ausgeübten Wasserdrucke, der vertikale Hebelarm AK um einen gewissen Winkel x aus dieser Lage gebracht, die Kugel K also nach K' gelangen. Wird nun der Wagebalken GB so weit in der Hülse mn verschoben, bis derselbe wieder die horizontale Lage einnimmt, was aus dem Einspielen der Blase der Wasserwage L ersehen werden kann, so wird der an dem Hebelarm AK wirkende Wasserdruck mit dem am Hebelarm AG wirkenden Gewichte G ins Gleichgewicht kommen. (In Fig. 56 ist die punktierte Lage des Hebelarmes AK' irrtümlich nach rechts gezeichnet. Der Ausschlag erfolgt nach links, nachdem auch der die Richtung des Stromstriches andeutende Pfeil in der verkehrten Lage irrtümlich gezeichnet erscheint.) Auf empirischem Wege bestimmt, wird mittels einer auf dem Wagebalken eingefeilten Skala sofort die entsprechende Geschwindigkeit des Wassers in Metern durch den Abstand des Nullpunktes von dem Punkte m des nach links aus der Hülse mn herausgezogenen Wagebalkens ausgedrückt. Als Stoßfläche dürfte statt einer Scheibe die Kugelform, einerseits des Gewichtes wegen und andererseits wegen Verminderung von größeren Wirbelbildungen, gewählt worden sein.

Eine hervorragende abschraubbare Kapsel bei B verhindert ein Herausfallen des Wagebalkens. Das Instrument leistet für gewisse Fälle sehr gute Dienste und hat den Vorteil großer Billigkeit und Einfachheit.

Auf Grund der mit demselben gemachten Erfahrungen würden nachstehende Verbesserungen anzuempfehlen sein: Anbringung zweier Skalen am Wagebalken, und zwar für Geschwindigkeiten von $v \overline{\gtrless} 1$ m und für $v = 1—3$ m. Zu diesem Zwecke müßten dem Instrument zwei verschieden dimensionierte Kugeln beigegeben werden.

Die Verschiebung des Laufgewichtes dürfte nicht in der bisherigen Weise erfolgen, indem dasselbe bei der geringsten Abweichung des Wagebalkens aus der horizontalen Lage sofort mit großer Kraftentwickelung auf der glatten, runden Stange gegen B hinrutscht. Es müßte z. B. durch schraubenförmige Fortbewegung des Wagebalkens mittels Zahnstange und Trieb oder dergleichen für eine solide Fixierung desselben in jeder beliebigen Lage Sorge getragen werden. Für Zwecke der Lehrkanzel wurde ein derartig rekonstruierter Apparat gebaut, wobei eine Kugel 64 mm, die zweite aufsteckbare hohle Kugel 200 mm Durchmesser besitzt.

Der letzteren entspricht eine Skala von 0—0,9 m Geschwindigkeit bei einer Skalenlänge von 390 mm, der ersteren Kugel eine Skala von 363 mm für Geschwindigkeiten von 0—2,75 m.

Im allgemeinen ist endlich dieses Instrument nur dort verwendbar, wo der Beobachter (z. B. von einem unmittelbar über dem Wasserspiegel liegenden Stege oder von einem Kahne aus) in der Lage ist, mit der einen Hand das Instrument in der notwendigen Stellung im Wasser zu erhalten und gleich-

zeitig mit der andern Hand die Äquilibrierung (Horizontalstellung) durch Verschieben des Wagebalkens bewerkstelligen zu können.

Zu den statischen Strommessern gehört neben vielen ähnlichen Instrumenten z. B. auch der von A. Frank in München konstruierte, in dem Wochenblatt für Baukunde (Scheck) No. 57, Jahrgang 1885 beschriebene selbstregistrierende Strommesser mit Stoßscheibe und Spiralfeder.

ζ) Vergleich der Messungsresultate der mit verschiedenen Instrumenten ermittelten sekundlichen Wassermengen.

Um der Beantwortung der naheliegenden Frage des Grades der Genauigkeit der Messung der mittleren Geschwindigkeit mit einzelnen Instrumententypen näher zu treten, habe ich seit längerer Zeit einzelne Gelegenheiten benutzt, um an ein und demselben Wasserprofil diese Untersuchungen vorzunehmen. Bis jetzt verfüge ich nur über 4 vollständig durchgeführte Versuche, welche ich des allgemeinen Interesses wegen hier schon jetzt bekannt geben will, ohne aber daraus endgültige Schlußfolgerungen zu ziehen, um so mehr, als diese Versuche wohl nie zum Abschlusse gelangen können, da ja die Bauart jedes Flügels, beispielsweise namentlich die bei jedem Instrumente verschiedene Konstante α eine Abweichung in dem gefundenen v_m voraussetzen läßt.

1. Beispiel. Werkskanal in Erde von 7,5 m Breite und Tiefen von 0,63—0,85 m. Wasserprofil $F = 5{,}328$ m², Wasserspiegelgefälle $J = 0{,}88\,^0/_{00}$. Die Messung erfolgte mit einem Flügel von Kraft-Wien No. 169, Type des k. k. hydrographischen Zentralbureaus, $v = 0{,}023 + 0{,}200\,u$ für $v = 0{,}08$ bis 1,41 m und $v = -0{,}074 + 0{,}214\,u$ für $v = 1{,}41$—4,09 m, ferner mit einem Flügel von Amsler-Laffon (Firma Usteri) No. 159, $v = 0{,}02 + \frac{10{,}85}{t^{sec.}}$ für $t > 35^{sec.}$ und $v = \frac{11{,}5}{t}$ für $t < 35^{sec.}$, endlich mit einer Frankschen Röhre.

Das Ergebnis der Messungen betrug:

a) Kraftscher Flügel . . . . $v_m = 0{,}780$ m, $Q = 4{,}156$ m³.
b) Usterischer Flügel . . . . $v_m = 0{,}777$ „ $Q = 4{,}139$ „
c) Franksche hydrometrische Röhre . . . $v_m = 0{,}885$ „ $Q = 4{,}713$ „

Während die beiden Flügel nahezu übereinstimmende Resultate geben, ist jenes der Frankschen Röhre um 13 % größer.

2. Beispiel. Werkskanal in Erde und Schotter mit Vegetation auf Sohle und Böschungen (trapezförmiges Profil). Wasserspiegelbreite $B = 7{,}5$ m, Wassertiefe der Sohle 1,12—1,25 m, Wasserprofil 6,875 m², Wasserspiegelgefälle $J = 0{,}8\,^0/_{00}$:

a) Schwimmermessung . . . . $\begin{cases} v_0 = 0{,}864, \\ v_m = 0{,}85 \,.\, 0{,}864 = 0{,}734 \text{ m}, \; Q = 5{,}046 \text{ m}^3 \end{cases}$
b) Franksche Röhre . . . . . $v_m = 0{,}726$ m, $Q = 4{,}937$ m³.
c) Meineckescher Strommesser $\begin{cases} v_0 = 0{,}517, \\ v_m = 0{,}9 \,.\, 0v_0 = 0{,}465 \text{ m}, \; Q = 3{,}197 \text{ m}^3. \end{cases}$
d) Kraftscher Flügel . . . . . $v_m = 0{,}684$ m, $Q = 4{,}684$ m³.

e) Nach Ganguillet-Kutter gerechnet . . . . $v_m = 0{,}684$ m, $Q = 4{,}684$ m³, wobei dies einem $n = 0{,}0365$, also $K = 26{,}3$ entsprechen würde. Nehmen wir aber für Erde $n = 0{,}025$, also $K = 39{,}0$, so ist

$$v_m = 1{,}014 \text{ m}, \quad Q = 6{,}971 \text{ m}^3,$$

und für Geschiebe oder Pflanzen $n = 0{,}030$ ist

$$K = 32, \quad v_m = 0{,}832, \quad Q = 5{,}720 \text{ m}^3.$$

f) Nach Bazin gerechnet:

α) für $n = 1{,}75$ (Geschiebe oder Wasserpflanzen) . . . . $v_m = 0{,}780$ m, $Q = 5{,}362$ m³.

β) für $n = 1{,}30$ (Erde) . . . . $v_m = 0{,}936$ m, $Q = 6{,}435$ „

Aus dem 2. Beispiel ist zu entnehmen, daß der Meineckesche Strommesser (alte Konstruktion) entschieden zu kleine Geschwindigkeiten angibt, was wohl auch in der Unmöglichkeit einer genaueren Ablesung an der Skala Schuld tragen kann, weshalb für solche kleine Geschwindigkeiten eben eine viel größere Kugel genommen werden muß. Die obige Geschwindigkeit 0,517 m (in 30 cm Tiefe gemessen) ist aber auch für diese Tiefe bei den Flügelmessungen aus den Kurven-Graphikons mit 0,62 bis 0,98 m abzulesen.

Ich sehe also von der Beurteilung dieses Instrumentes vollständig ab. (Bei der damaligen Messung war das neu rekonstruierte Instrument mit der großen Kugel noch nicht fertiggestellt.)

Betrachten wir aber die anderen Daten und vergleichen diese mit der Flügelmessung (ad d), so ergibt sich für die Franksche Röhre abermals ein Plus von ca. 5 %, bei der Schwimmermessung ein Plus von ca. 7,7 %, bei der Formel nach Ganguillet-Kutter $n = 0{,}30$ ca. 22 %, nach der Formel Bazin für $n = 1{,}75$ (Geschiebe oder Wasserpflanzen) ein Plus von 14,4 %.

Die Ganguillet-Kuttersche Formel würde vollkommen übereinstimmen für $n = 0{,}0365$.

Die Oberflächen-Schwimmermessung endlich würde bei Annahme von $v_m = 0{,}79\, v_0$ vollständig mit der Flügelmessung übereinstimmen.

3. Beispiel. Werksgraben (Ufermauern, Sohle feiner Schotter). Wasserspiegelbreite $B = 6{,}80$ m, Tiefe $t = 0{,}45$—$0{,}83$ m, Wasserfläche $F = 5{,}3762$ m²:

a) Kraftscher Flügel: $v_m = 0{,}592$ m, $Q = 3{,}1814$ m³ (nach der Isotacheen-Kurven-Methode wäre $Q = 3{,}2323$ m³).

b) Franksche Röhre: $v_m = 0{,}752$ m, $Q = 4{,}0429$ m³, d. h. die Röhre gab ein um 27 % größeres Resultat.

4. Beispiel. Werkskanal (als Holzgerinne). $B = 4{,}2$ m, $t = 0{,}65$ m (gleichmäßig), Wasserprofil $F = 2{,}6455$ m²:

a) Kraftscher Flügel: $v_m = 1{,}280$ m, $Q = 3{,}3862$ m³ (nach der Isotacheen-Konstruktion $Q = 3{,}4500$ m³).

b) Franksche Röhre: $v_m = 1{,}142$ m, $Q = 3{,}0212$ m³.

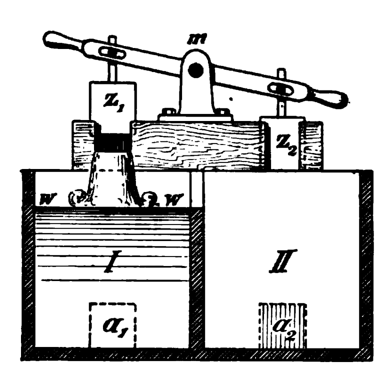
In diesem Falle ist auffallenderweise die Franksche Röhrenmessung um 9,4 % kleiner als beim Flügel.

Es ist weiter die mittlere Geschwindigkeit V_m gleich
0,926 der Oberflächen-Geschwindigkeit,
0,800 der maximalen Geschwindigkeit;
die Sohlen-Geschwindigkeit . . = 0,666 V_m
oder . . = 0,562 V_{max}.

b) Ermittelung der Wassermenge.

α) Unmittelbare Messung.

1. Mittels beliebiger kleinerer geeichter Gefäße. Die unmittelbare Messung von Wassermengen mittels geeichter Gefäße ist überhaupt nur für kleinere Wassermengen möglich, welche, in einem geschlossenen Gerinne, Rohr etc. konzentriert, in ein Meßgefäß eingelassen werden können. Man führt zu diesem Zwecke das zu messende Wasserquantum in ein Gefäß von genau bestimmtem Inhalt und mißt mittels einer Sekundenuhr die zur Füllung des Gefäßes notwendige Zeit.



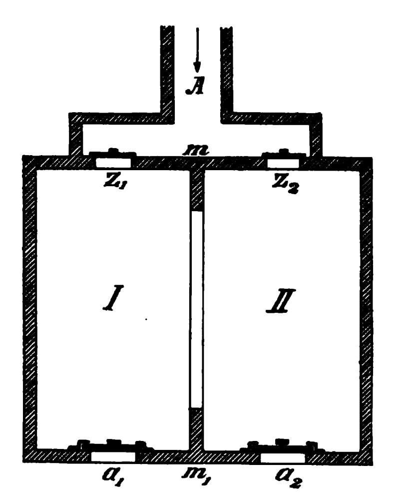


Fig. 57. Doppel-Eichkasten.

Beispiel: Ein Gefäß von 10 l würde zur Füllung nach fünfmaliger Messung je 18, 20, 18, 20, 19 Sekunden, also im Mittel $\frac{95}{5} = 19^{sec.}$ benötigen, so ist $Q^{sec.} = \frac{Q_1}{t^{sec.}} = \frac{10^{liter}}{19} = 0{,}526^{sl.}$ (Sek.-Liter) oder 0,000526 m³.

2. Doppel-Eichkasten. Zur Messung von Wassermengen, welche 10 Sek.-Liter überschreiten, wird die Manipulation mit Handgefäßen von 25—50 l Inhalt schon zu große Schwierigkeiten verursachen, und wird man sich daher in solchen Fällen feststehender größerer Doppelgefäße (Eichkästen) bedienen, die mit rechteckigem Querschnitt aus Brettern angefertigt, mit Asphalt vergossen oder mit Latten gedichtet werden.

Eine einfache Konstruktion eines solchen Doppel-Eichkastens, die ich bei größerer Wassermenge verwende, ist aus Fig. 57 zu ersehen. Die Zwischenwand $m m_1$ der beiden gekuppelten Gefäße I und II ist mit einer Überfallöffnung, jeder Kasten mit einer Ablaßschütze a_1 und a_2 versehen. Das aus einer Holzrinne bestehende Zulaufgerinne A erweitert sich derartig, daß abwechselnd das eine oder das andere Gefäß gefüllt werden kann, was durch Öffnen bezw. Schließen der Zuflußschützen z_1 und z_2 vermittels eines um m drehbaren Hebels bewerkstelligt wird. In dem Moment, als der Kasten I gefüllt ist, also der Wasserspiegel die Höhe $w w$ erreicht, werden die Schützen z_1

und a_2 geschlossen, s_2 und a_1 geöffnet; das Wasser fließt nun in den Kasten *II* ein, während der Kasten *I* sich zu entleeren beginnt. Solche Doppelfüllungen werden beispielsweise fünfmal vorgenommen und dann der zehnfache Inhalt eines Kastens durch die gesamte Beobachtungszeit dividiert. Das wechselweise Schließen und Öffnen je einer Zu- und Abflußschütze s und a kann dadurch auch gleichzeitig mit einer einzigen Bewegung erfolgen, indem man die beiden Bewegungshebel der Zu- und Abflußschützen durch eine bei m und m_1 gelagerte Welle verbindet. Diese Wechselbewegungen können endlich auch automatisch erfolgen.

In Fig. 58 stellen *I* und *II* die beiden Eichkästen, a_1 und a_2 die am Boden befindlichen Entleerungsklappen, *A* das Zuflußgerinne (Rohr) dar. Das Verteilungsgerinne *BC* ist um m drehbar und durch das Übergewicht der in

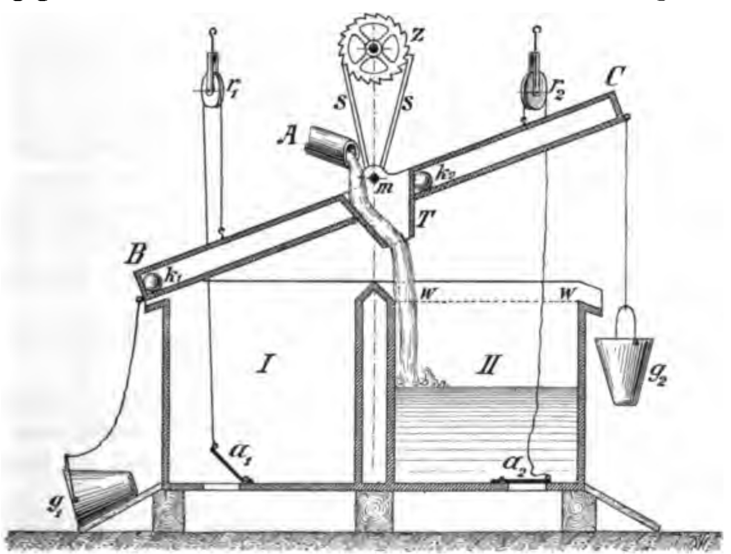


Fig. 58. Automatischer Doppel-Eichkasten.

den Holzrinnen frei beweglichen Eisen- oder Bleikugeln k_1 und k_2 in die aus der Figur zu entnehmende Stellung umgekippt. Das Wasser fließt nun durch den Trichter *T* bei geschlossener Bodenklappe a_2 in das Gefäß *II* ein. Ist das Gefäß gefüllt, d. h. hat der Wasserspiegel die Höhe ww erreicht, so überfließt das Wasser in das entsprechend große Blechgefäß g_2, füllt dasselbe zum Teil, wodurch es, an dem langen Hebelarme mC wirkend, das Verteilungsgerinne *BC* in die entgegengesetzte Lage herabzieht, welche Bewegung wesentlich in dem Momente durch das Herabrollen der Kugeln k_1 und k_2 gegen *C* hin beschleunigt wird, als das Gerinne die horizontale Lage eingenommen hat. Bei dieser Bewegung wird durch Anspannung der über die Rolle r_2 laufenden, die Bodenklappe a_2 und den Gerinnearm mC verbindende Schnur angezogen, das Bodenventil a_2 geöffnet und somit die Entleerung des Kastens *II* bewerkstelligt. Das Blechgefäß g_2 entleert sich beim Aufstoßen auf den Boden und ist somit für die nächste Füllung *II* wieder vorbereitet. Gleichzeitig wird der Gerinnearm mB und das Gefäß g_1 gehoben, die Boden-

klappe a_1 schließt sich durch Schlaffwerden der Schnur von selbst, der Trichter T gelangt in die entgegengesetzte Lage und beginnt nun die Füllung des Kastens I.

Diese wechselnden Bewegungen bezw. die einzelnen Füllungen können auch mittels Übertragung auf ein Zahnrad z (und Zählwerk) durch zwei Sperrhaken s selbsttätig registriert werden.

3. Partial-Eichkasten von Ing. Kinzer (Wien). Aus Anlaß der Einbeziehung neuer Quellen oberhalb des Kaiserbrunnens behufs Erweiterung der alten Wiener Hochquellenleitung hat der damalige städtische Ingenieur K. Kinzer einen neuen großen Eichapparat bauen lassen, welcher sich vorzüglich bewährt. Dieser aus Holz hergestellte Meßapparat besteht der Hauptsache nach aus einer Verteilungskammer von 5,9 m Länge, 2,50 m Breite und 2,0 m Tiefe, in welche das Zuflußgerinne einmündet (siehe Fig. 59). Um das einströmende Wasser zu beruhigen, waren 2 Scheidewände eingebaut. In den beiden Längswänden der Verteilungskammer befinden sich je 10 kurze Rohrstutzen von 135 mm Lichtweite, durch welche das Wasser in die beiderseits situierten Meßkästen von 5,9 m Länge, 1,0 m Breite und 1,50 m Tiefe einfließen konnte. War der eine Meßkasten gefüllt, was durch Partial-Eichungen mit je 5 Röhren endlich erfolgte, so wurden Umschlag(Kipp)rinnen vor die Röhren eingeschaltet, wodurch das Wasser über die Meßkästen hinweg in den Bach abfloß. Die Füllungszeit betrug bei 5 Rohrausflüssen mehr wie 80 Sekunden.

Die Entleerung eines Meßkastens erfolgte durch Öffnung von Bodenventilen.

Das zu eichende Maximum betrug 421,3 sl, welches Ausflußquantum sich ergab bei einer Druckhöhe von 251 mm über Rohrmittel bei Öffnung aller 20 Röhren, bei welcher Höhe zwischen Zu- und Abfluß ein Beharrungszustand eintrat.

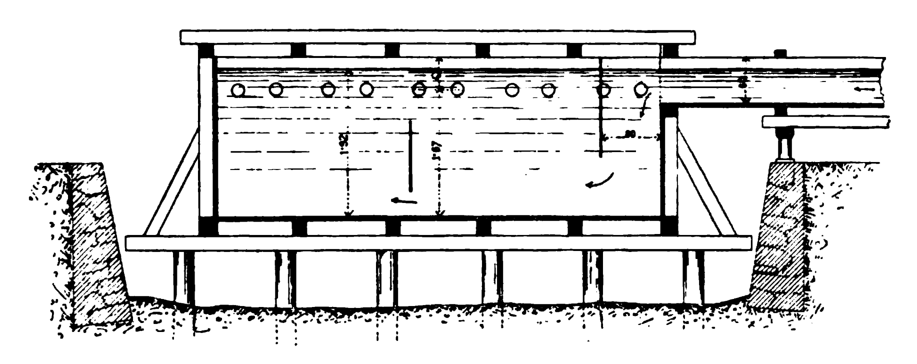
Bis 200 sl schwankten die Messungsresultate von 1—4 ‰ und bis 400 sl Abweichungen von 4—10 ‰.

Der Lageplan (Fig. 60, S. 102) zeigt die Situierung des Eichapparates, während dessen Funktionierung die neuen Quellen nicht in den Kaiserbrunnen eingelassen wurden.

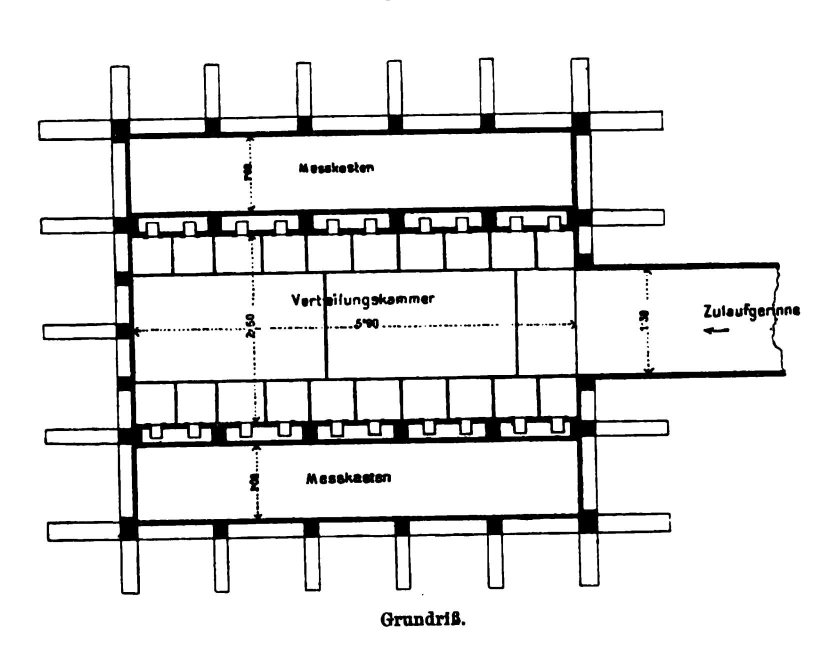
4. Turbinen-Wassermesser. Diese hauptsächlich für die direkte Messung der Durchflußmengen in Druckwasserleitungen bestimmten Wassermesser sind zumeist alle nach dem Prinzip kleiner korizontaler Reaktionsturbinen konstruiert. In Fig. 61 (S. 102) ist eine Type, der Schinzelsche Hartgummi-Wassermesser (Trockenläufer), $d = 20$ mm, der neben vielen anderen Systemen bei Wasserleitungen Verwendung findet, veranschaulicht.

Man unterscheidet sogenannte Trocken- und Naßläufer, je nachdem das Zeigerwerk vom andern Apparat wasserdicht abgeschlossen ist oder nicht. In letzterem Falle werden besonders bei Nutzwasserleitungen die Zifferblätter durch abgelagerte Sedimente bald sehr undeutlich und erfordern dann eine Auswechselung.

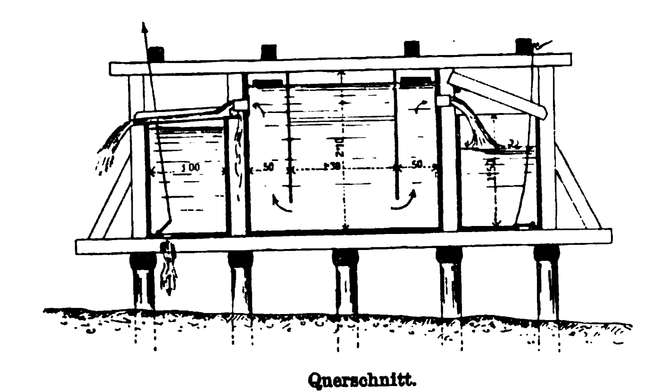
Das bei einer Wasserleitung unter ziemlich gleichbleibendem Drucke stehende Wasser wird seiner Quantität nach bei gleichbleibendem Rohrdurch-



Längenschnitt.



Grundriß.



Querschnitt.

Fig. 59. Partial-Eichapparat.

messer daher nahezu gleich bleiben. Es wird durch Zuflußkanäle, schief auf die Flügel des Turbinenwasserrades strömend (Fig. 62), das letztere in Um-

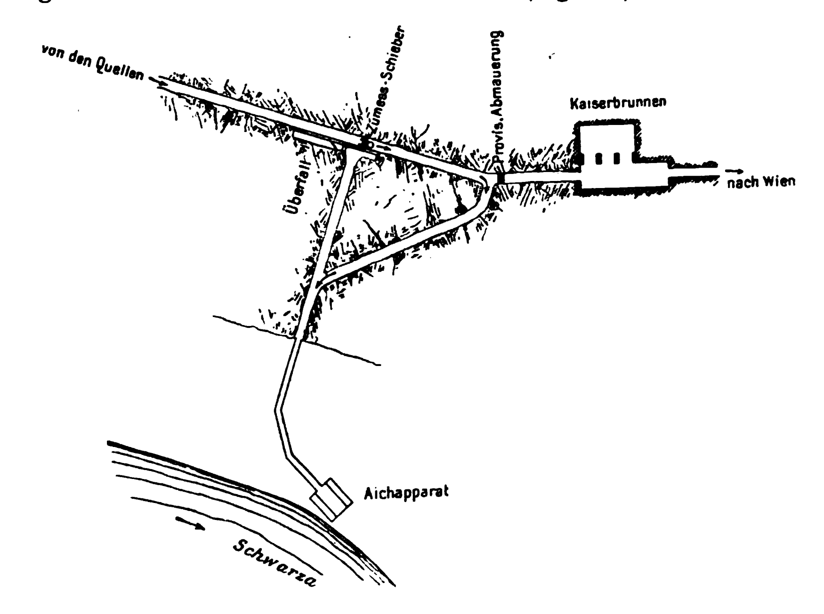


Fig. 60. Lageplan.

drehung versetzt und kann dann auf empirischem Wege (durch Eichung) jenes Wasserquantum bestimmt werden, welches einer gewissen Anzahl von

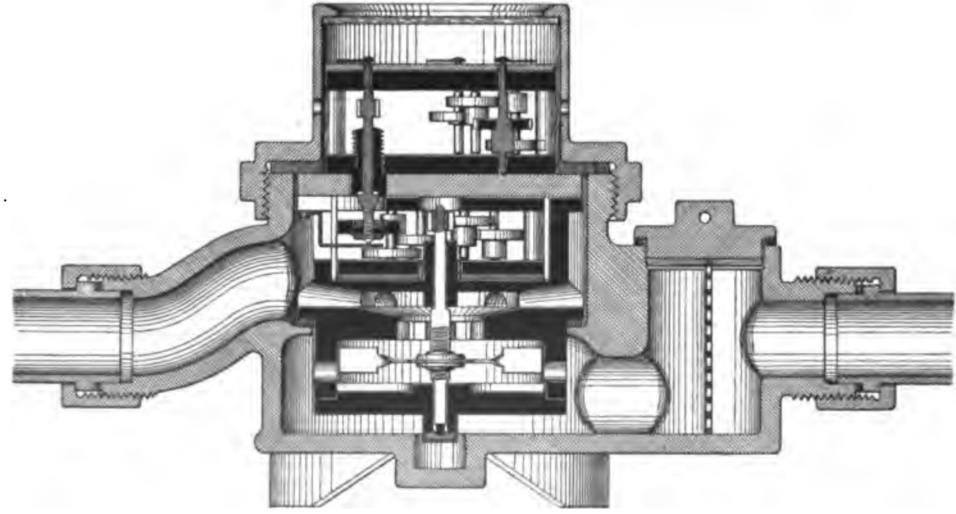


Fig. 61. Schinzelscher Wassermesser. Längenschnitt.

Flügelumdrehungen entspricht. Aus diesen Resultaten können dann die Räderübersetzungen des Zählwerkes und die Einteilung des Zeigerblattes selbst berechnet werden.

Auf dem Zeigerblatte (Fig. 63) sind 6 kleine Zifferblätter vorhanden, welche einzelne Liter, Hektoliter, Kubikmeter, dann Zehner, Hunderter und Tausender von Kubikmetern angeben. Die größte Ablesung beträgt somit 10000 m³; ist diese erreicht, so wird die Zählung (Ablesung) wieder von 1 Liter angefangen.

β) Messung durch Wasserzolle.

Wenn in einem Gefäße mit dünner Seitenwand, in welcher sich eine Öffnung von der Fläche F befindet, ein Wasserzufluß derart geregelt wird, daß die Druckhöhe h, d. i. die Entfernung des konstanten Wasserspiegels von dem Schwerpunkte der Auslauföffnung, immer dieselbe bleibt, so wird

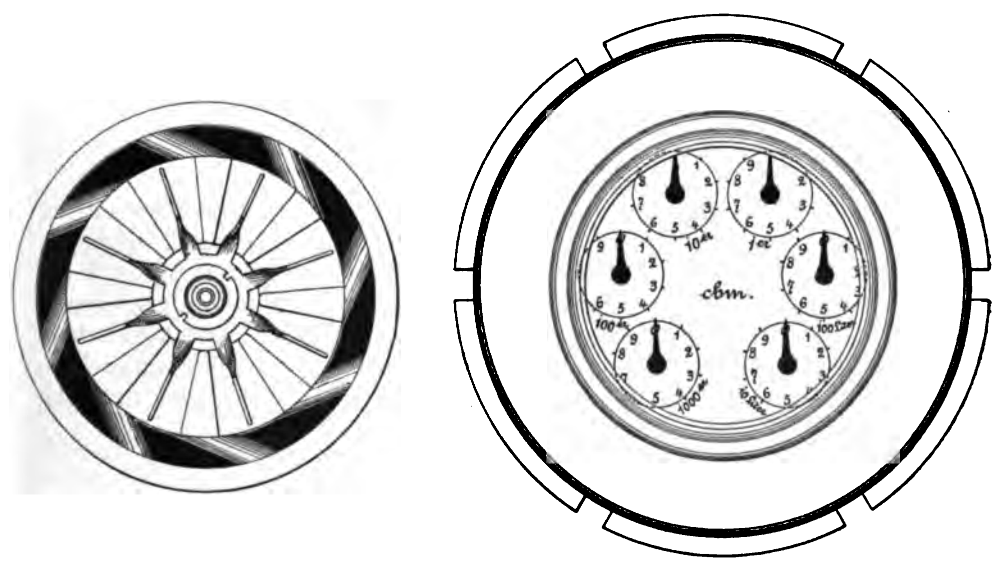


Fig. 62. Horizontalschnitt. Fig. 63. Daraufsicht.

durch diese Öffnung eine bestimmte Wassermenge pro Sekunde auslaufen. Unter Wasserzoll nun bezeichnet man die Wassermenge, welche durch eine kreisrunde, in einer dünnen, senkrechten Wand angebrachten Öffnung von 1 Zoll Durchmesser unter der möglichst kleinsten Druckhöhe h pro 24 Stunden abfließt (Fig. 64).

Der neue französische Wasserzoll (Fig. 65) soll bei $h = 40$ mm, $d = 20$ mm ein Wasserquantum von Q 24 h = 20 m³ pro Tag liefern.

Nach Bornemann ergibt sich bei $b = 26{,}15$ mm Druckhöhe und bei einem Durchmesser der Öffnung $d = 26{,}15$ — 13,08 — 6,54 — 3,27 mm eine Wassermenge pro Tag Q 24 h = 54,72 — 5,44 — 1,41 — 0,39 m³.

Bei den Messungen werden in einer vertikalen Wand mehrere kreisrunde Öffnungen (die Mittelpunkte in gleicher Höhe gelegen) angebracht und von diesen so viele geöffnet bezw. geschlossen, daß die normale Druckhöhe h immer die gleiche bleibt. Nach der Zahl und Größe der nicht geschlossenen

Öffnungen (falls verschiedene Größen vorkommen) wird dann die Wassermenge durch Addition gewonnen.

Von den mannigfachen Konstruktionen solcher Wasserzolle seien hier nur zwei Apparate erwähnt, und zwar:

1. Der Wasserzoll nach Bornemann. Der Apparat besteht aus einem großen Holzkasten, welcher durch zwei Scheidewände in drei Abteilungen *I*, *II* und *III* geteilt erscheint (Fig. 66). Die beiden ersteren Räume

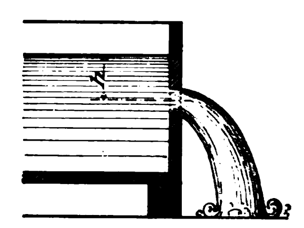




Fig. 64. Wasserzoll. Längenschnitt.

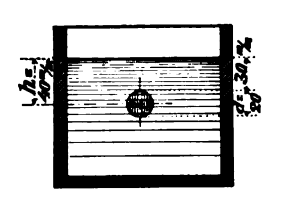
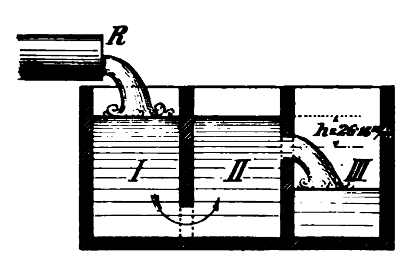


Fig. 65. Französischer Wasserzoll. Querschnitt.

dienen teils zur Beruhigung des Wasserspiegels, teils zur Ermöglichung der Ablagerung etwa vom Wasser mitgeführter größerer Sedimente u. dgl.

Das durch das Rohr *R* in die erste Abteilung einfließende Wasser ist durch eine am Boden in der ersten Zwischenwand angebrachte Öffnung gezwungen, eine ab- und aufsteigende Bewegung durchzumachen. In der zweiten Zwischenwand sind 7 kreisrunde Öffnungen angebracht, von welchen die mittlere den größten Durchmesser $d = 26$ mm besitzt. Je zwei der rechts und links mit



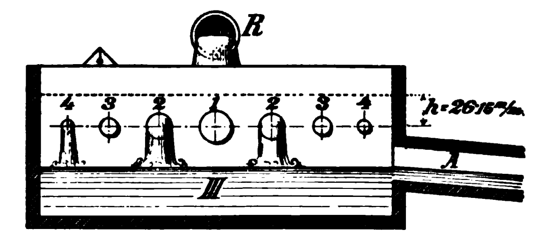


Fig. 66. Bornemannscher Wasserzoll.

ihren Mittelpunkten gleich hoch liegenden Öffnungen sind gleich groß. Die einzelnen Öffnungen entsprechen bei $h = 26{,}15$ mm Druckhöhe nachstehenden Quantitäten:

Öffnung 1:	$d_1 = 26{,}15$ mm,	$Q_1 = \ldots\ldots\ldots$	54,72 m³.
„ 2:	$d_2 = 13{,}08$ „	$Q_2 = 2 \,.\, 5{,}44$, zus.	10,88 „
„ 3:	$d_3 = 6{,}54$ „	$Q_3 = 2 \,.\, 1{,}41$, „	2,82 „
„ 4:	$d_4 = 3{,}27$ „	$Q_4 = 2 \,.\, 0{,}39$, „	0,78 „

Sämtliche Öffnungen geben daher $Q = 69{,}20$ m³ pro Tag (24 Std.).

Der Kasten muß natürlich horizontal aufgestellt und durch eine entsprechende Rinne *A* für den Abfluß des Wassers gesorgt werden. Die Höhe *h* wird durch eine angebrachte Marke dadurch erreicht bezw. gleich

reguliert, daß durch Öffnen der einzelnen mit Korken verschlossenen Ausflußmündungen der Abfluß gleich dem Zufluß hergestellt wird. In vorliegender Zeichnung würde den drei Öffnungen (No. 4 und 2mal No. 2) ein $Q = 0{,}39 + 2 . 5{,}44 = 11{,}27$ m³ pro Tag entsprechen.

2. Wasserzoll von Hervé Mangon (Fig. 67). Dieser Apparat wird häufig zur Messung der Ausflüsse bei Drainageanlagen, sowie zu Quellmessungen benutzt. Er besteht aus einem zumeist aus Zinkblech angefertigten vierkammerigen Blechkasten; durch abwechselnd unten und oben in den Scheidewänden angebrachte Durchflußöffnungen ist das Wasser gezwungen, den durch Pfeile angedeuteten Weg zu durchlaufen, wodurch es vor der letzten (Vorder-) Wand vollkommen ruhig zu stehen kommt.

In der Vorderwand sind sechs Reihen gleich großer Löcher in der aus der Fig. 68 zu entnehmenden Weise angebracht. Der vertikale Abstand der Reihen ist gewöhnlich derartig gewählt, daß die Entfernung zwischen der



Fig. 67. Wassermesser von Hervé Mangon.

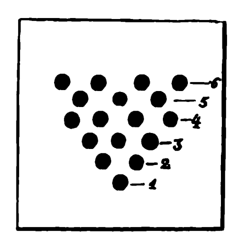


Fig. 68. Wassermesser von Hervé Mangon; Stirnwand.

Mittelpunktlinie und der Unterkante der Öffnungen gleich der konstanten Druckhöhe $h = d$ gemacht wird. Eine Verkorkung der 21 Löcher wird hier nicht vorgenommen, sondern es wird durch Eichung empirisch die Wasserquantität bestimmt, welche durch jede Lochreihe, entsprechend der Anzahl der Öffnungen und der sich nach oben zu immer steigernden Druckhöhe ($h_1 = d$ bis $h_6 = 8{,}5\ d$) ausfließt. Für genaue Bestimmung der Wassermenge wird in der betreffenden oberen, unmittelbar über dem Beobachtungswasserspiegel liegenden Reihe eine Verschließung einzelner Öffnungen so weit Platz greifen müssen, daß der Wasserspiegel genau an die Unterkante der Löcher dieser Reihe zu stehen kommt. Für Zwecke der Lehrkanzel habe ich einen derartigen Wasserzollapparat aus starkem Zinkblech bauen lassen. Die vom Mechaniker sehr genau ausgedrehten und nach außen abgeschrägten 15 Löcher haben genau 20 mm Durchmesser, sind in 5 Reihen übereinander so angeordnet, daß die Mittel in horizontaler und vertikaler Richtung 30 mm voneinander entfernt sind, wobei die unterste Reihe aus 1, die nächste aus 2 und die 5. (oberste) Reihe aus 5 Löchern besteht. Der Apparat wurde durch die k. k. Normal-Eichungs-Kommission in Wien geeicht und ergab nach stehende Resultate:

Volllaufende Öffnungen pro	Druckhöhe in Millimeter	Q in Kubikmeter pro 24 Stunden	Q in Sekunden-Liter		Ausflußkoeffizient μ
			nach der Eichung	gerechnet aus $Q = F.\sqrt{2gh}$	
1	$h_1 = 20$	12,381	0,1433	0,1970	0,727
1	$h_2 = 50$	18,740	0,2169	0,3150	—
1— 2	50	—	0,3551	—	—
1— 3	50	42,621	0,4933	0,7090	0,695
1— 3	$h_3 = 80$	—	0,6810	1,0230	0,666
1— 4	80	—	0,8219	—	—
1— 5	80	—	0,9614	—	—
1— 6	80	95,178	1,1016	1,6120	0,683
1— 6	$h_4 = 110$	—	1,3360	2,1920	0,609
1— 7	110	—	1,4970	—	—
1— 8	110	—	1,6280	—	—
1— 9	110	—	1,7590	—	—
1—10	110	162,432	1,8800	2,9800	0,630
1—10	$h_5 = 130$	—	2,2975	—	—
1—11	130	—	2.4020	—	—
1—12	130	—	2,5065	—	—
1—13	130	—	2,6110	—	—
1—14	130	234,619	2,7155	—	—
1—15	130	243,648	2,8200	—	—

Es ergibt sich somit, daß auf Grund der wirklichen Eichung der Ausflußkoeffizient μ in der Formel $Q = \mu . F . \sqrt{2gh}$ zwischen 0,609 und 0,727 schwankt, und zwar wird μ kleiner bei zunehmendem h, während sonst bei ähnlichen Berechnungen $\mu = 0{,}60$—$0{,}63$ angenommen wird. h_5 konnte nur 130 mm und nicht 140 mm (nämlich 10 mm über dem oberen Rand der obersten Lochreihe) angenommen werden, weil die Wasserschwankungen zu groß waren und ein Überfließen des Gefäßes zu befürchten war.

Die Druckhöhen h_1—h_4 sind derartig angenommen, daß der Wasserspiegel vor der Lochwand genau mit der Unterkante der nächst höher liegenden Löcher übereinstimmt. Die vorstehende Tabelle wurde auf Sekunden-Liter umgerechnet, während die Eichungskommission das Ausflußquantum in Minuten-Litern ausdrückte, wobei nachstehende Gleichungen gelten, wenn n die Anzahl der geschlossenen Löcher der höchsten benutzten Lochreihe bedeutet:

Benutzte Lochreihe 1 (unterste) . . $Q = 8{,}6$ Minuten-Liter,
„ „ 2 . . . . $Q = 29{,}6 - 8{,}29\, n$,
„ „ 3 . . . . $Q = 66{,}1 - 8{,}41\, n$,
„ „ 4 . . . . $Q = 112{,}8 - 7{,}91\, n$,
„ „ 5 (oberste) . . $Q = 169{,}2 - 6{,}27\, n$,

wobei der Wasserspiegel nur bis zur Oberkante der obersten Lochreihe reichte, aus den oben angegebenen Gründen.

Aus diesen Daten ist weiter zu ersehen, daß ein derartiger Wasserzoll für Wassermengen von 0,14—2,82 Sek.-Liter bezw. 12—244 m³ pro 24 Stunden

Zuflußquantum benutzt werden kann. Jedenfalls empfiehlt es sich, das Gefäß ziemlich tief zu machen, d. h. zwischen dem oberen Rand desselben und der obersten Lochreihe einen größeren Zwischenraum zu lassen und andernteils noch mehr Zwischenkammern zu schaffen, damit das Wasser bei der Vorderwand vollständig zur Ruhe gelangen kann.

γ) Messung durch einen Wassermodulus.

Zur Regelung des Wasserbezuges größerer Quantitäten, insbesondere für genossenschaftliche Bewässerungsanlagen, bei welchen an die einzelnen Grundbesitzer nach Maßgabe der statutenmäßig festgestellten Wässerordnung das jedem einzelnen Interessenten zukommende Wasserquantum pro Sekunde genau zubemessen werden muß, bedient man sich schon seit dem 16. Jahrhundert stabiler, aus Mauerwerk hergestellter Meßapparate, der sogenannten Module. Diese Apparate basieren auf demselben Prinzipe wie der Wasserzoll und ist der Wert eines Modulus zumeist gesetzlich bestimmt.

Der Modul stellt die Einheit des fließenden Wassers dar und entspricht jetzt zumeist einer Wassermenge von 100 l pro Sekunde. Diese Einheit ist in $^1/_{10}$, $^1/_{100}$ und $^1/_{1000}$ eingeteilt, welche somit nachstehenden Quantitäten entsprechen:

1 Modul	= 100	Sek.-Liter	= 0,100	m³.
$^1/_{10}$ "	= 10	"	= 0,010	"
$^1/_{100}$ "	= 1	"	= 0,001	"
$^1/_{1000}$ "	= 0,1	"	= 0,0001	" [1])

Von den älteren Apparaten, z. B. den sogenannten alten Mailänder Moduli absehend, welche gewisse Ungenauigkeiten und Unzukömmlichkeiten bei größeren Wasserquantitäten besitzen, sollen hier bloß die in Italien jetzt verwendeten Moduli (rechteckige Ausflußmündungen unter Druck und Überfällen) der Besprechung unterzogen werden.

1. Modul mit rechteckigen Ausflußöffnungen. Die Messung erfolgt, ähnlich wie beim Wasserzoll, durch Offnungen in einer dünnen Wand, durch welche das oberhalb derselben stehende Wasser unter konstanter, aber möglichst kleiner Druckhöhe ausfließt; nur sind in vorliegendem Falle die Modulöffnungen von rechteckigem Querschnitt. Es ist im allgemeinen die pro Sekunde ausfließende Wassermenge $Q = F.v$ und $v = \sqrt{2gh}$ (Fig. 69), wobei $F = a.b$ die Querschnittsfläche, a die Höhe und b die Breite der Ausflußöffnung, v die Geschwindigkeit des ausfließenden Wassers, g die Beschleunigung, d. h. $g = 9{,}81$ m die Endgeschwindigkeit eines freifallenden Körpers nach der ersten Sekunde, endlich h die Druckhöhe, also die Höhe des Wasserspiegels vor der Öffnung über dem Schwerpunkt der Ausflußöffnung bedeutet. Die theoretische Ausflußmenge würde daher sein:

$$Q = a.b\sqrt{2gh}.$$

Infolge der Kontraktion der Wasserstrahlen und der hierdurch bewirkten Reibung wird jedoch nur ein Teil dieser theoretischen Wassermenge zum Ausfluß gelangen. Der Faktor, welcher diese prozentuelle Reduktion zum

---

[1]) Nach diesen Maßen wird denn auch die Höhe des zu zahlenden Wasserzinses berechnet.

Ausdruck bringt, wird **Ausfluß** oder Reibungskoeffizient (μ) genannt. Mit Bezug auf Fig. 69 ist, wenn die beiden Höhen h_1 und h_2 eingeführt werden, aus der Hydraulik bekannt, daß bei Ausflußöffnungen in dünner Wand

$$Q = \frac{2}{3}\mu . b\sqrt{2g}\left(h_1^{3/2} - h_2^{3/2}\right),$$

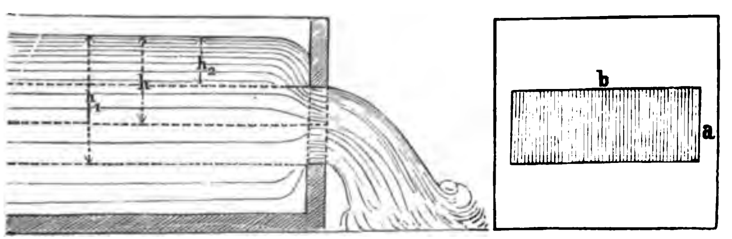


Fig. 69. Ausfluß durch rechteckige Öffnungen.

wobei h_1 und h_2 die Druckhöhen am unteren und oberen Rand der Ausflußöffnung bedeuten. Von der richtigen Bestimmung dieses Koeffizienten μ wird daher der Grad der Genauigkeit der Wassermessung abhängen. In Italien



Fig. 70. Keelhoffscher Modulus.

soll derselbe nach einigen Angaben mit $^{13}/_{16} = 0{,}812$, nach anderen $^{10}/_{16} = 0{,}625$ angenommen worden sein, welche Differenzen Ursache von Streitigkeiten bildeten.

Bei gegebenen konstanten Faktoren h_1, h_2 und b läßt sich durch Eichung der abgeflossenen Wassermenge der zugehörige Reibungskoeffizient leicht bestimmen. **Keelhoff** hat bei seinem großen Modulus bei Neerpelt in der

Campine (Abbildung siehe Perels Handbuch 1. Auflage, Verlagsbuchhandlung Paul Parey, Berlin) aus diesem Grunde ein großes Eichbassin angeordnet. Diese Eichungen ergaben, daß μ sogar noch kleiner als obiger Wert von 0,625 ist. Dieser Keelhoffsche Modulus soll nach an Ort und Stelle durch den Konstrukteur meiner Lehrkanzel, Herrn Dr. Robert Fischer gepflogenen Erhebungen überhaupt nur zu wenigen Messungen benutzt worden sein; das Bauwerk geriet seit Mitte der 80er Jahre des vorigen Jahrhunderts in Verfall und soll nun ganz abgetragen werden. Fig. 70 zeigt die Überreste dieses in der Literatur oft noch besprochenen Modulus nach einer im September 1903 durch Dr. Fischer bewirkten photographischen Aufnahme.

Poncelet und Lesbros haben für verschiedene Ausflußbreiten und Höhen, sowie Druckhöhen nachstehende Koeffizienten m gefunden.

Tabelle über die Werte des Ausflußkoeffizienten μ bei dem Ausflusse des Wassers aus rechteckigen Durchlaßöffnungen.

Wert von h_2, d. h. des Abstandes des Wasserniveaus von der Oberkante der Ausflußöffnung m	Breite der Ausflußöffnung $b = 0,2$ m.						$b = 0,6$ m.	
	Höhe der Ausflußöffnung in Metern $a = h_1 - h_2$							
	0,20	0,10	0,05	0,03	0,02	0,01	0,02	0,002
0,02	0,572	0,596	0,616	0,639	0,660	0,695	—	0,643
0,03	0,578	0,600	0,620	0,641	0,659	0,689	0,593	0,642
0,04	0,582	0,603	0,623	0,640	0,659	0,684	0,595	0,642
0,06	0,587	0,607	0,626	0,639	0,657	0,677	0,599	0,641
0,10	0,592	0,611	0,630	0,637	0,655	0,667	0,602	0,639
0,20	0,598	0,615	0,631	0,634	0,649	0,655	0,605	0,635
0,30	0,600	0,616	0,630	0,632	0,645	0,650	0,607	0,633
0,40	0,602	0,617	0,629	0,631	0,642	0,646	0,607	0,631
0,60	0,604	0,617	0,627	0,630	0,638	0,641	0,607	0,629
1,00	0,605	0,615	0,625	0,627	0,632	0,629	0,605	0,626
1,50	0,602	0,611	0,619	0,621	0,620	0,617	0,602	0,623
2,00	0,601	0,607	0,613	0,613	0,613	0,613	0,602	0,620
3,00	0,601	0,603	0,606	0,607	0,608	0,609	0,601	0,615

Aus dieser Tabelle resultiert im Mittel $\mu = 0,62$. Bei den früher in Verwendung gestandenen Moduli war baulich die Vorkehrung getroffen, daß die

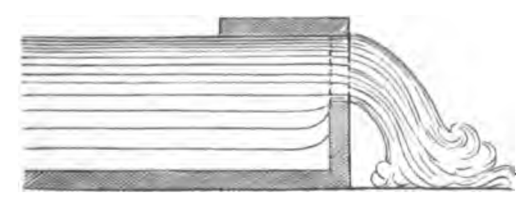


Fig. 71. Ausfluß mit sehr geringer Druckhöhe.

Höhe h_2 gleich Null oder aber sehr klein ist. Für diesen Fall (Fig. 71) ergeben die Untersuchungen von Poncelet-Lesbros nachstehende Koeffizienten μ:

Wert von h_2 in Metern	Breite der Ausflußöffnung in Metern						
	$b = 0,02.$						$b = 0,06.$
	Höhe der Ausflußöffnung in Metern						
	0,20	0,10	0,05	0,03	0,02	0,01	0,20
0,000	0,619	0,667	0,713	0,766	0,783	0,795	0,586
0,005	0,597	0,630	0,668	0,725	0,750	0,778	0,587

Fig. 72 und 73 stellen die Type eines mailändischen Modulus dar. Dieses nach Art eines offenen Durchlasses gebaute, ca. 12 m lange und 1,5 m im

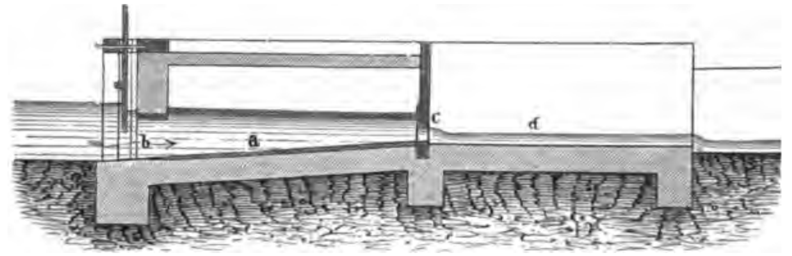


Fig. 72. Mailändischer Modulus. Längenschnitt.

Lichten breite Objekt besteht aus der Zufluß- und Abflußkammer *a* und *d*. Durch Öffnen der Einlaufschütze *b* kann aus dem Bache oder Zubringer so viel Wasser eingelassen werden, daß der Wasserspiegel eine gewisse Höhe

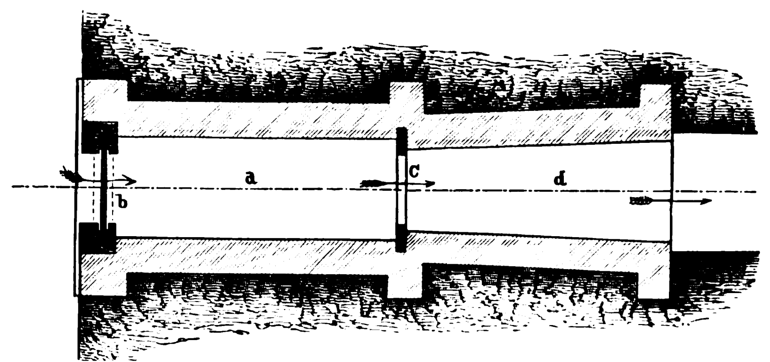


Fig. 73. Mailändischer Modulus. Horizontalschnitt.

vor der rechteckigen Modulmündung *c* konstant einnimmt, was durch eine in der betreffenden Höhe angebrachte Eindeckung der ca. 6 m langen Einlaufkammer *a* erzielt wird, so lange der Wasserspiegel im Zubringer nicht bedeutend höher liegt, in welchem Falle durch Regulierung der Schützenzughöhe das Einlaufquantum geregelt werden muß. Würde dies nicht erfolgen, dann würde die gedeckte Einlaufkammer (Fig. 74) ähnlich wie eine Druckrohrleitung funktionieren und das die Modulöffnung passierende Ausflußquantum ein anderes werden. Die Sohle der Einlaufkammer ist zu dem Behufe ansteigend

angelegt, damit dieselbe nicht allzurasch durch Sedimente des Zubringers vertragen werde und das einströmende Wasser seine Geschwindigkeit verliert.

Solche Moduli können in verschiedenen Breitendimensionen nebeneinander hergestellt (gekuppelt) werden, wie dies beispielsweise bei dem bereits erwähnten großen Keelhoffschen Modulus der Fall war. Bei einem solchen Modulus gehen jedoch wegen des angeschlossenen Messbassins von der verfügbaren Wasserspiegeldifferenz zwischen Zubringer (Bach, Fluß, Kanal) bis zum Hauptleitungskanal der Bewässerungsanlage nahezu 3 m verloren, daher ähnliche Anlagen in vielen Fällen (bei mangelndem Gefälle) in dieser Konstruktionsart gar nicht durchgeführt werden könnten.

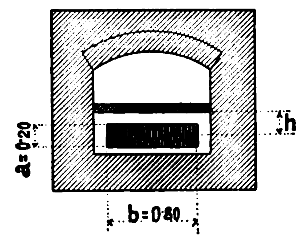


Fig. 74. Einlaufkammer.

2. Modul mittels Überfall. In neuerer Zeit werden überhaupt die früher besprochenen Moduli mit rechteckiger Öffnung in einer Wand nicht

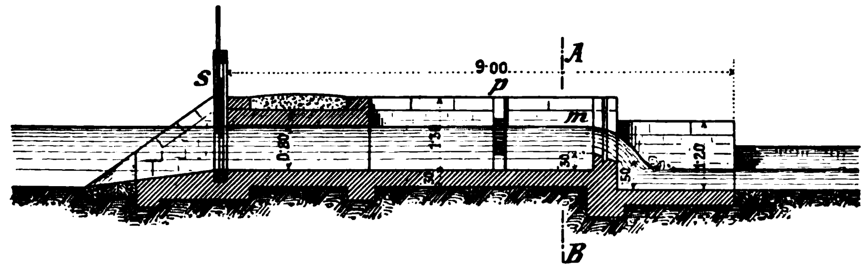


Fig. 75. Modulus mittels Überfall. Längenschnitt.

mehr hergestellt, sondern zumeist die Moduli nach Fig. 75 und 76 derart gebaut, daß das Wasserquantum mittels Überfall gemessen wird, welche Konstruktionsart wenig Gefällsverlust bedingt und auch für große Wassermengen

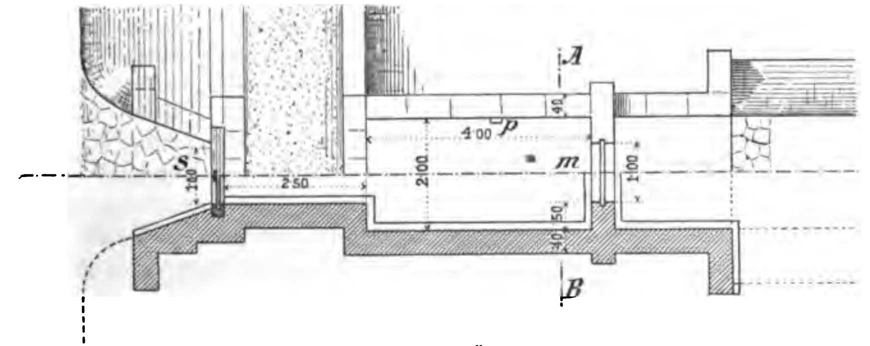


Fig. 76. Modulus mittels Überfall. Grundriß.

viel leichter und billiger herzustellen ist, als die früher beschriebenen Moduli. Die Überfallöffnung von bestimmter Breite (Fig. 76 und 78, Schnitt AB, beispielsweise 1,00 m) ist in Quadermauerwerk genau fixiert, und kann diese

Öffnung durch Einschieben von Pfosten in eine ausgemeißelte Nut bei großen Hochwässern geschlossen und so das Meliorationsgebiet vor Überschwemmungen im Falle der Beschädigung resp. des Durchbruches der Einlaßschütze *s* geschützt werden.

Der Schützenpolster der Einlaß- und Regulierschleuse *s* liegt 0,1—0,3 m höher wie die Kanal- oder Bachsohle. Behufs Ermöglichung der Kommunikation ist ein Teil des Einlaufkanals (in Fig. 76 auf 2,50 m Länge) eingedeckt oder eingewölbt.

Zur Ablesung der Überfallhöhe ist bei *p* an einer Stelle, wo noch keine Absenkung des überfallenden Wasserspiegels stattfindet, ein Pegel an der Mauer befestigt, dessen Nullpunkt bezüglich seiner Höhenlage mit der Überfallkante übereinstimmt. Die Berechnung des pro Sekunde bezw. pro Tag

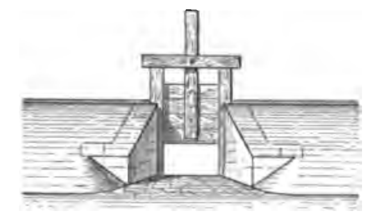




Fig. 77. Einlaßschleuse.

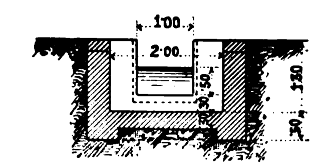


Fig. 78. Querschnitt *AB*.

überfallenden Wasserquantums aus der ungesenkten Überfallhöhe erfolgt nach der später angeführten Formel für „freie Überfälle“. Es ist nämlich allgemein

$$Q = {}^2/_3\, \mu \,.\, b \,.\, h \sqrt{2gh}.$$

Nach verschiedenen Hydraulikern schwankt der Wert des Koeffizienten μ innerhalb nachstehender Grenzen:

Nach Poncelet und Lesbros	$\mu = 0{,}556$	bis	0,623
„ Castel und d'Aubuisson	$\mu = 0{,}591$	„	0,713
„ Francis	$\mu = 0{,}623$		—
„ Morin	$\mu = 0{,}600$	„	0,660
„ Boileau	$\mu = 0{,}592$	„	0,660
„ Bazin	$\mu = 0{,}625$	„	0,769
„ Smeaton und Brindley	$\mu = 0{,}589$	„	0,682
„ du Buat	$\mu = 0{,}635$	„	0,673
„ Simpson und Blackwell	$\mu = 0{,}560$	„	0,740
„ Parrochetti	$\mu = 0{,}593$	„	0,641

Um die Veränderlichkeit dieser Koeffizienten mit zunehmender Überfallhöhe zu eliminieren, also μ konstant zu machen, hat Cipoletti dies auf theoretischem und empirischem Wege durch eine trapezförmige Gestaltung der Überfallfläche erzielt, indem er die beiden Seitenränder mit einer Böschung von 4 : 1 also $\frac{h}{4}$ anordnete.

Aus der allgemeinen Gleichung . . . . . $Q = \mu \,.\, b \,.\, h \,.\, {}^2/_3 \sqrt{2gh}$
resultiert für $g = 9{,}806$ und für $\mu = 0{,}623$, welcher Wert aus den experimentellen Versuchen hervorging ein . . . . $Q = 1{,}8598\, b \,.\, h^{3/2}$
oder abgekürzt . . . . $Q = 1{,}86\, b \,.\, h^{3/2}$

wobei b die Breite des Überfalles in Meter und h die Überfallhöhe in Meter bedeutet.

Die folgende Tabelle gilt unter der Voraussetzung, daß $h > 0{,}08 \text{ m} < \frac{b}{3}$ ist. Über diese Grenzen hinaus werden die faktischen Ausflußmengen sich größer stellen, als die gerechneten.

Tabelle für Cipolettische Überfälle.

Überfall-höhe h	Bei einer Breite der Überfallskante = b in Metern von						
	0,50	1,00	2,00	3,00	4,00	5,0	6,0
cmm	beträgt Q in Sekundenlitern						
50	10	—	—	—	—	—	—
60	14	—	—	—	—	—	—
70	18	—	—	—	—	—	—
80	21	43	—	—	—	—	—
90	25	50	—	—	—	—	—
100	30	59	119	178	238	298	356
110	34	69	138	207	276	344	414
120	39	78	156	234	312	390	468
130	44	87	175	261	350	436	523
140	48	97	194	290	388	484	580
150	54	108	216	324	432	540	648
160	59	118	238	357	476	595	714
170	65	130	260	390	520	650	780
180	71	142	283	424	566	708	848
190	77	154	309	462	618	722	924
200	83	166	332	497	664	830	994
210	—	178	356	534	712	892	1068
220	—	191	383	573	766	900	1146
230	—	205	409	614	818	1025	1228
240	—	218	435	653	870	1090	1306
250	—	232	465	696	930	1160	1392
260	—	247	495	740	990	1235	1480
270	—	260	520	780	1040	1300	1560
280	—	275	550	825	1100	1375	1650
290	—	290	580	870	1160	1450	1740
300	—	305	610	915	1220	1525	1830

Anmerkung: Bei der Überfallkantenbreite b beträgt die obere Breite des trapezförmigen Ausschnittes $b + \frac{h}{2}$, d. h. die Seitenwände der Überfallöffnung sind 4 : 1 geböscht, für größere h (bis 600 mm) siehe „Cesare Cipoletti, Canale Villoresi-Milano 1886"; für $h > 0{,}60$ m fehlt die experimentelle Bestätigung der Cipolettischen Formel.

Die bauliche Durchführung der jetzt in Oberitalien allgemein eingeführten Cipolettischen Moduli ist aus den Figuren 79—81 a—d im Längenschnitt, in der Daraufsicht und in 4 Querschnitten zu entnehmen. Der Obergraben ist trapezförmig in Erde ausgehoben, die Böschungen berast oder gepflastert.

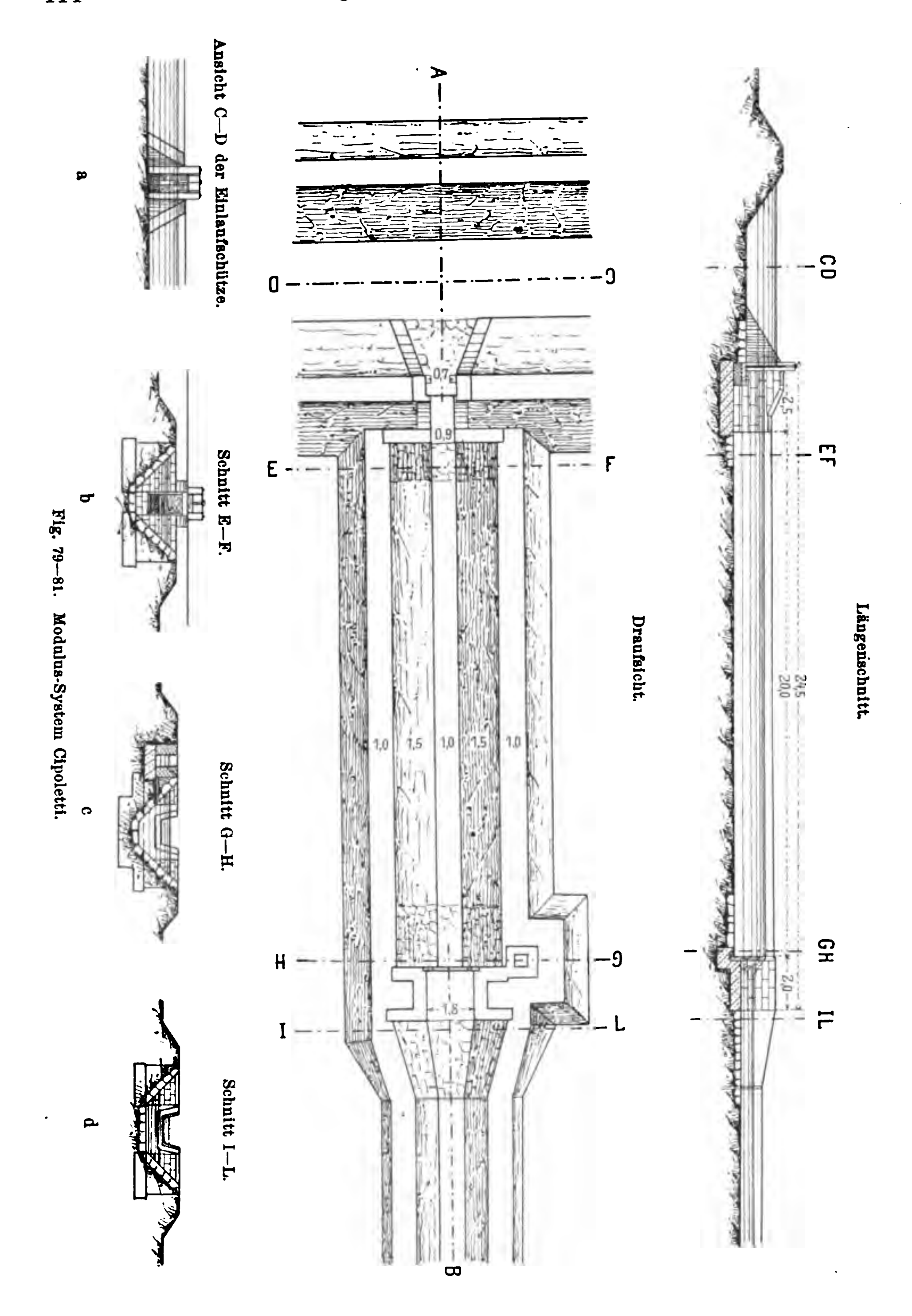


Fig. 79—81. Modulus-System Cipoletti.

Mit dem Oberwasser kommuniziert ein kleiner am Ufer angebrachter Schacht, in welchem also der ruhige Wasserspiegel stets gleich hoch mit dem Oberwasserspiegel des Überfalles liegt und an einem Pegel, dessen Nullpunkt sich mit der Wehrkrone in gleicher Höhe befindet, daher leicht die Überfallhöhe h abgelesen werden kann.

δ) Berechnung des Abfluß-Quantums durch Schützenöffnungen und Überfälle.

1. Schützenöffnungen (Fig. 82). Aus der Hydraulik ist bekannt, daß das aus einer rechteckigen Seitenwand-Öffnung $mnop$ eines Reservoirs R frei ausfließende Wasserquantum $Q = F \cdot v = b \cdot H \cdot {}^2/_3 \sqrt{2gH}$ ist, wobei $F = bH$ die Ausflußfläche und $v = {}^2/_3 \sqrt{2gH}$ die theoretische mittlere Ausflußgeschwindigkeit bedeutet. Praktische Versuche haben ergeben, daß die wirkliche (effektive) Ausflußgeschwindigkeit kleiner ist als die theoretische, d. h. also, daß man die letztere mit einem Geschwindigkeits-Koeffizienten multiplizieren muß, um das effektive v zu erhalten.

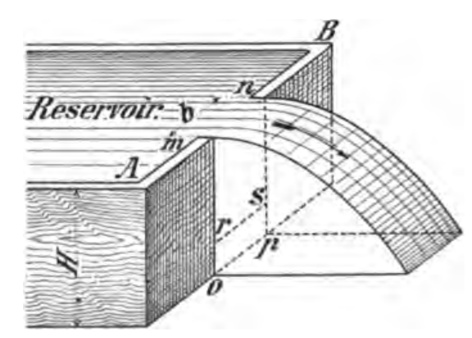


Fig. 82. Ausfluß aus dünnen Wänden.

Weiter wird durch die Zusammenziehung (Kontraktion) der Wasserstrahlen bei der Ausflußöffnung der Wasserstrahlkörper selbst kleiner als die Ausflußfläche sein, welches Verhältnis in dem sogenannten Kontraktions-Koeffizienten seinen Ausdruck findet. Werden diese beiden Koeffizienten in einer Größe zusammengefaßt — den Ausfluß-Koeffizienten genannt μ —, so wird man das theoretisch berechnete Wasserquantum mit μ multiplizieren müssen, um das effektive Ausflußquantum zu erhalten. Es wird daher

$$Q = {}^2/_3 \, \mu \cdot b H \sqrt{2gH} \tag{1}$$

die Grundformel für derartige Quantitätsbestimmungen darstellen; hierbei ist angenommen, daß der Reservoirwasserspiegel immer in gleicher Höhe bleibt und völlig ruhig ist.

Denken wir uns nun den einen Teil $mnrs$ der ganzen Seitenöffnung geschlossen (z. B. durch eine Schütze) und wäre $or = a$ die Schützenzughöhe, sei ferner h_1 die Tiefe der Schützenunterkante unter dem Oberwasser, $h_2 = h_1 - a$ die Tiefe der Schützenoberkante unter dem Oberwasser, so wird die Ausflußmenge pro Sekunde:

$$Q = {}^2/_3 \, \mu \cdot b \sqrt{2g} \left(h_1^{3/2} - h_2^{3/2} \right). \tag{2}$$

Nach Versuchen von Poncelet und Lesbros beträgt der Koeffizient im Mittel $\mu = 0{,}62$.

Unter der Voraussetzung, daß die Zughöhe der Schütze dem Überdrucke H gegenüber klein ist, erscheint es zulässig, den variablen Druck in der Öffnung durch die mittlere Druckhöhe $H = h_1 - \frac{a}{2} = h_2 + \frac{a}{2}$ zu ersetzen,

und ergibt sich dann als Hauptgleichung für Schützenöffnungen mit Ausfluß ins Freie:

$$Q = \mu \,.\, b \,.\, a \sqrt{2gH}. \qquad (3)$$

Die oben angeführten Versuche zur Bestimmung des μ wurden mit sogenannten Ponceletöffnungen, das sind Schützen von $b = 20$ cm Lichtweite und sehr kleiner Druckhöhe, wie dies bei der Besprechung der Modulberechnungen bereits erwähnt wurde, durchgeführt.

Ein solcher Meßapparat, verwendbar für ganz kleine Wasserläufe, ist aus Fig. 83 zu ersehen. In dem Staubrette A ist ein rechtwinkliger Ausschnitt von $B = b = 0{,}20$ m lichter Breite angebracht und mit einem in Millimetern eingeteilten Blechrahmen armiert, welcher gleichzeitig zur Führung eines

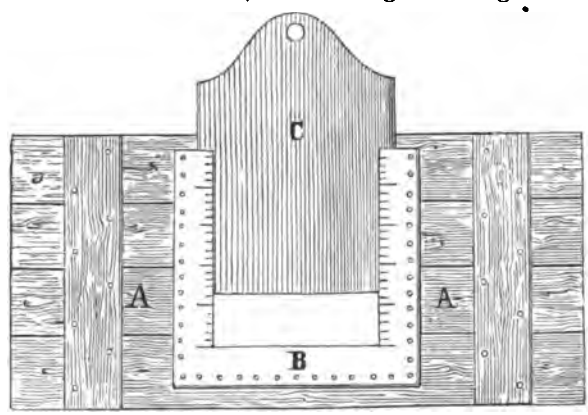


Fig. 83. Meßapparat mittels Ponceletöffnung.

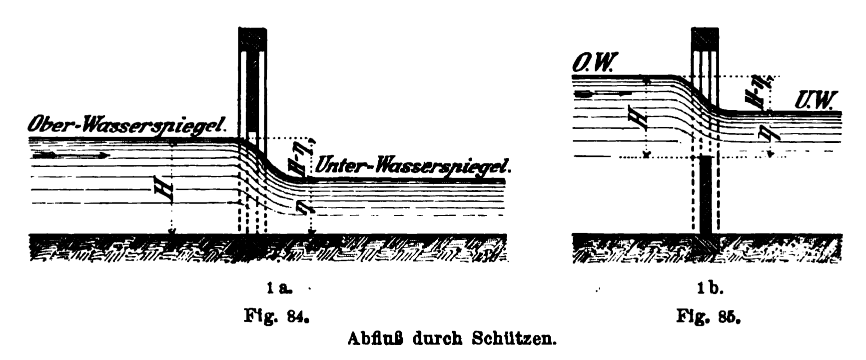
kleinen Blechschiebers C (Handschütze) dient. Das Brett wird gut mit Latten gedichtet und nun der Schieber C so weit aufgezogen (a ist in Millimeter an der Blechskala ablesbar), daß der Wasserspiegel vor der Schütze ca. 0,010 m (also 1 cm) konstant höher steht als die Unterkante des Schiebers. Für diese Voraussetzung liefert diese Ponceletschütze für $b = 0{,}20$ m bei verschiedenen Schützenzughöhen a in Metern nachstehende beiläufige Quantitäten pro Tag.

Höhe der Durchlaß-öffnung a^m	Wassermenge in 24 Stunden Q^{m^3}	Höhe der Durchlaß-öffnung a^m	Wassermenge in 24 Stunden Q^{m^3}	Höhe der Durchlaß-öffnung a^m	Wassermenge in 24 Stunden Q^{m^3}
0,005	14	0,055	408	0,11	1154
0,010	31	0,060	464	0,12	1315
0,015	58	0,065	524	0,13	1482
0,020	88	0,070	585	0,14	1639
0,025	125	0,075	689	0,15	1837
0,030	164	0,080	715	0,16	2024
0,035	207	0,085	783	0,17	2230
0,040	253	0,090	854	0,18	2415
0,045	301	0,095	926	0,19	2619
0,050	353	0,100	1000	0,20	2829

Bei größeren Schützen (z. B. bei Werksgerinnen u. dgl.) erfolgt der Ausfluß in der Regel unter etwas anderen Verhältnissen.

Im allgemeinen können 2 Hauptfälle eintreten:

1. Das Wasser fließt nicht unter Druck, sondern frei durch die aufgezogene Schleuse (Schütze) ab, wobei durch die Profilverengung und Kontraktion sich eine variable Differenz zwischen Ober- und Unterwasserspiegel ergeben wird (Fig. 84 und 85) und der Oberwasserspiegel tiefer als die Unterkante der gezogenen Schütze liegt.



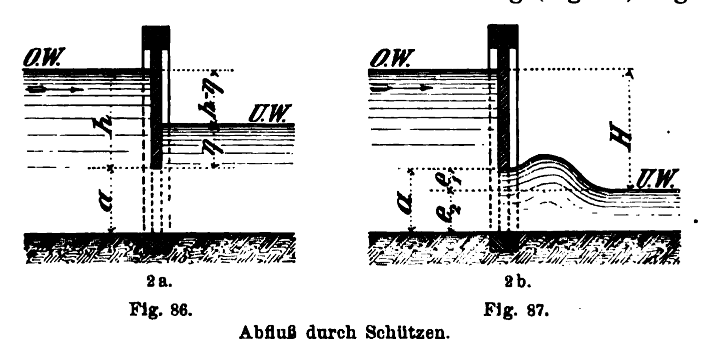
1a. Fig. 84. 1b. Fig. 85.

Abfluß durch Schützen.

2. Das Wasser fließt unter Druck ab, d. h. der Oberwasserspiegel liegt höher als die Unterkante der Schütze (Oberkante der Ausflußöffnung).

   In diesem Falle kann nun auch der Unterwasserspiegel

   a) höher wie die Oberkante der Ausflußöffnung (Fig. 86) — „Abfluß unter Wasser" — oder
   b) tiefer wie die Oberkante der Ausflußöffnung (Fig. 87) liegen.



2a. Fig. 86. 2b. Fig. 87.

Abfluß durch Schützen.

Für diese einzelnen Fälle erhalten wir nun nachstehende Berechnungsformeln: Für den Durchfluß nach Fig. 84 beträgt nach Lesbros, wenn die Zuflußgeschwindigkeit $v = 0$ ist:

$$Q = \mu \, . \, b \, . \, H \sqrt{2g\,(H - \eta)}. \tag{4}$$

Nach Versuchen von Lesbros erhält der Ausflußkoeffizient μ, der sich mit dem Verhältnisse $\frac{H - \eta}{H}$ ändert, nachstehende Werte.

Tabelle für den Ausflußkoeffizienten μ.

Für $\frac{H-\eta}{H}=$	0,002	0,003	0,004	0,005	0,006	0,007	0,008	0,009	0,010	0,015	0,020
ist $\mu=$	0,295	0,363	0,450	0,496	0,556	0,597	0,605	0,600	0,596	0,580	0,570
Für $\frac{H-\eta}{H}=$	0,025	0,030	0,035	0,040	0,045	0,050	0,060	0,080	0,100	0,150	0,200
ist $\mu=$	0,557	0,546	0,537	0,531	0,526	0,522	0,519	0,517	0,516	0,512	0,507
Für $\frac{H-\eta}{H}=$	0,250	0,300	0,350	0,400	0,450	0,500	0,550	0,600	0,700	0,800	0,900
ist $\mu=$	0,502	0,497	0,492	0,487	0,480	0,474	0,466	0,459	0,444	0,427	0,409
Für $\frac{H-\eta}{H}=$	1,000										
ist $\mu=$	0,390										

Für den Fall 2a (Abfluß unter Wasser, Fig. 86) ist nach Bornemann für $v=0$ (ruhig stehendes Oberwasser):

$$Q=\mu_1 \cdot a \cdot b\sqrt{2g(h-\eta)}, \tag{5}$$

wobei $h-\eta$ die wirksame Druckhöhe zwischen Ober- und Unterwasserspiegel, $2g=19{,}62$ m die doppelte Akzeleration der Schwerkraft, a die Schützenzughöhe, b die lichte Schützenweite in Metern bedeutet; für $v=c$ ist

$$Q=\mu_1 \cdot a \cdot b\sqrt{2g\left(h-\eta+\frac{c^2}{2g}\right)}, \tag{6}$$

wobei $\frac{c^2}{2g}=h'$ die Geschwindigkeitshöhe des zuströmenden Oberwassers bedeutet.

Nach den von Bornemann gemachten neuesten 63 Versuchen für

$b=0{,}52$—$1{,}0$ m,
$h=0{,}05$—$0{,}40$ m,
$\eta=0{,}04$—$0{,}26$ m,
$Q=48$—135 sl,

resultiert nachstehender Wert für den Ausflußkoeffizienten:

$$\mu_1=0{,}4348+0{,}2567\sqrt{\frac{a}{(h-\eta)+\frac{a}{2}}}+0{,}0312\frac{1}{\left(\eta+\frac{a}{2}\right)}\sqrt{\frac{1}{b}}.$$

Für den Fall 2b (Fig. 87) ist nach du Buat für $v=0$

$$Q=b\sqrt{2g}\left\{{}^2/_3\,\mu_1 e_1\sqrt{H-\frac{e_1}{2}}+\mu_2 e_2\sqrt{H}\right\}, \tag{7}$$

für $v=c$ ist

$$Q=b\sqrt{2g}\left\{{}^2/_3\,\mu_1 e_1\sqrt{H-\frac{e_1}{2}+\frac{c^2}{2g}}+\mu_2 e_2\sqrt{H+\frac{c^2}{2g}}\right\}. \tag{8}$$

Hierbei bedeutet:

nach Redtenbacher $\begin{cases}\mu_1=0{,}855, \text{ also } {}^2/_3\,\mu_1=0{,}567,\\ \mu_2=0{,}650,\end{cases}$

„ Eitelwein . . $\mu_1=\mu_2=0{,}633$, also ${}^2/_3\,\mu_1=0{,}422$,

„ Weißbach . . $\mu_1=\mu_2=0{,}800$, also ${}^2/_3\,\mu_1=0{,}534$.

2. Überfälle. Vollkommene Überfälle. Vollkommene Überfälle sind jene, bei welchen der Unterwasserspiegel tiefer als die Wehrkrone (Überfallkante) liegt. Im allgemeinen wird diese Art der Messung entweder bei bereits bestehenden Wehren (Stauanlagen) oder bei für diesen Zweck künstlich hergestellten Staubrettern mit ausgeschnittenen Öffnungen (Poncelet-Überfall mit 0,20 m Breite für kleine Wasserquantitäten) dadurch bewerkstelligt werden, daß man die Höhe des Überfalles (Differenz zwischen dem ungesenkten Wassersgiegel und der Überfallkante $= H$) genau mißt (Fig. 88c).

Die Messung des H auf der Überfallkante selbst würde, da der Wasserspiegel daselbst bereits gesenkt ist, einen zu kleinen Wert ergeben (nach den Untersuchungen von Bazin und Boileau ist die knapp über der Überfallkante gemessene Höhe H um $\frac{H}{6}$ bis $\frac{H}{10}$ kleiner als die ungesenkte Über-

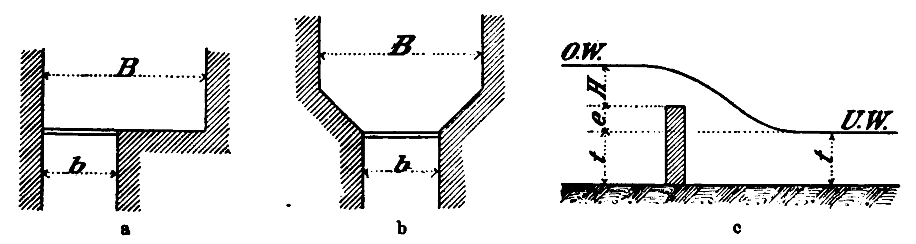


Fig. 88. Messung durch vollkommene Überfälle.

fallhöhe); es muß daher dieselbe je nach den Verhältnissen (bei kleinen Überfällen 0,5—1,5 m oberhalb der Überfallkante) oberhalb der Wehrkrone erfolgen.

Allgemein werden wir das sekundlich über ein Überfallwehr von der Breite b vollkommen abfließende Wasserquantum berechnen nach der Formel

$$Q = {}^2/_3 \mu \,.\, b \,.\, H\sqrt{2gH},$$

wenn die Zuflußgeschwindigkeit v gleich oder nahezu gleich Null ist.

Bedeutet b die Überfallbreite, B die Breite des Baches (mittlere Wasserspiegelbreite oberhalb der Stauanlage), so ist im speziellen nach Castel und Redtenbacher für $v = 0$

$$Q = \mu \,.\, b \,.\, H\sqrt{2gH}, \qquad (9)$$

wobei für senkrechte Wehrflügel $\mu = 0{,}381 + 0{,}062 \frac{b}{B}$.

Ist $b = B$,

so ist $\mu = 0{,}433$ bei senkrechten Wehrflügeln (Fig. 88a)
und $\mu = 0{,}566$ „ schiefen „ (Fig. 88b)

zu nehmen; daraus ist

$$b = \frac{Q}{\mu\sqrt{2gH^3}} \quad \text{und} \quad H = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{2g\mu^2 \,.\, b^2}}.$$

Diese für Messungen kleiner Wassermengen sehr praktische Formel ist allgemein unter nachstehenden Bedingungen zu verwenden: 1) Die Überfallkante muß horizontal und scharf (abgeschrägt) sein. 2) Muß der Wasser-

querschnitt im Zuflußkanal (Bach) wenigstens 5 mal größer als derjenige des Überfalles ($H \cdot b$) sein. Es muß ferner 3) $b \gtreqless \frac{B}{3}$ und 4) $e \gtreqless 2H$ sein.

Nach du Buat (Paris 1786) ist für $v = 0$

$$Q = {}^2/_3 \mu_1 \cdot b \cdot H \sqrt{2gH}, \tag{10}$$

für $v = c$

$$Q = {}^2/_3 \mu_1 \cdot b \sqrt{2g} \left\{ \left(H + \frac{c^2}{2g}\right)^{3/2} - \left(\frac{c^2}{2g}\right)^{3/2} \right\}, \tag{11}$$

wobei für senkrechte Wehrflügel $\mu_1 = 0{,}65$, also ${}^2/_3 \mu_1 = 0{,}443$
und „ schiefe „ $\mu_1 = 0{,}85$, „ ${}^2/_3 \mu_1 = 0{,}567$
anzunehmen ist.

Daraus ist die Höhe des Wehrrückens über dem ungestauten Wasserspiegel

$$e = H + \frac{c^2}{2g} - \left\{ \left(\frac{3Q}{2\mu_1 \cdot b \sqrt{2g}}\right) + \left(\frac{c^2}{2g}\right)^{3/2} \right\}^{2/3}.$$

Dieser Ausdruck ist am raschesten logarithmisch zu berechnen, wobei $A^{3/2} = (\sqrt{A})^3$, weiter $lg \cdot A^n = n \cdot lg A$ und $lg \sqrt[n]{A} = \frac{1}{n} \cdot lg A$.

Die mit dem Kinzerschen Eichapparat beim Kaiserbrunnen der Wiener Hochquellenleitung durchgeführten Wassermessungen gaben die Veranlassung, gleichzeitig auch Überfallmessungen zu dem Zwecke vorzunehmen, die Ausflußkoeffizienten genau zu berechnen und aus diesen Beobachtungen eine neue brauchbare Formel für die Berechnung von μ aufzustellen. In dem 1,377 m breiten Zulaufgerinne wurden Überfälle von 0,20, 0,40, 0,60, 0,80 und 1,0 m Breite eingebaut; die Druckhöhen h variierten zwischen 0,044 und 0,246. Die Messung derselben erfolgte 1 m vor der Überfallöffnung durch Noniusskalen mit Kegelspitzeinstellung.

Im ganzen wurden 25 Variationen mit nur 50 Eichungen vorgenommen, nachdem die Abweichungen der Resultate nur zwischen 1—4 ‰ betrugen. Die Überfälle waren mit Zinkblech armiert, die Bretteröffnung selbst nach außen abgeschrägt.

Die Geschwindigkeiten des ankommenden Wassers betrugen 0,012 bis 0,237 m. Die abgeleitete Schlußgleichung (siehe die Zusammenstellung S. 121) gilt daher bis ca. 0,3 m Zuflußgeschwindigkeit, welches Maß in der Praxis wohl selten überschritten werden wird.

Für die Berechnung der Koeffizienten aus den Beobachtungen wurde die Formel benutzt:

$$q = \mu \cdot b \cdot (h + h_1)^{3/2} \sqrt{2g}.$$

Die Geschwindigkeitshöhe des ankommenden Wassers wurde hierfür aus der Gleichung

$$h_1 = \frac{1}{2g} \left(\frac{q}{B \cdot T}\right)^2$$

ermittelt. Die berechneten Koeffizienten bestätigen den Satz von Lesbros, die Abnahme von μ mit zunehmendem h und das von Castel beobachtete Wachsen von μ mit b.

Tabelle der Ausflußkoeffizienten für freien Überfall vom Stadtbaurat Kinzer in Wien.

Überfall-breite b^m	Druck-höhe h^m	Gerinn-breite B^m	Wasser-tiefe T^m	Geeichtes Quantum Q^{sl}	Ausflußkoeffizient μ	
					beobachtet	berechnet
0,20	0,053	1,377	0,269	4,61	0,4265	0,4202
	0,099		0,315	11,38	0,4124	0,4111
	0,140		0,356	18,80	0,4052	0,4050
	0,190		0,406	29,36	0,3999	0,3991
	0,231		0,417	39,15	0,3975	0,3954
0,40	0,054	1,377	0,310	9,43	0,4242	0,4233
	0,109		0,365	26,33	0,4124	0,4136
	0,148		0,404	41,39	0,4091	0,4083
	0,184		0,440	56,73	0,4044	0,4043
	0,230		0,486	78,74	0,4012	0,4000
0,60	0,069	1,377	0,364	20,64	0,4285	0,4234
	0,094		0,389	32,23	0,4195	0,4193
	0,135		0,430	54,86	0,4144	0,4137
	0,178		0,473	82,43	0,4104	0,4089
	0,246		0,541	131,96	0,4030	0,4028
0,80	0,044	1,377	0,359	14,06	0,4300	0,4299
	0,082		0,397	35,51	0,4253	0,4234
	0,131		0,446	70,63	0,4175	0,4166
	0,179		0,494	111,68	0,4117	0,4113
	0,228		0,543	159,52	0,4074	0,4068
1,00	0,045	1,377	0,401	18,48	0,4299	0,4319
	0,089		0,445	50,13	0,4242	0,4252
	0,151		0,507	109,60	0,4168	0,4176
	0,188		0,544	151,26	0,4124	0,4139
	0,218		0,574	188,07	0,4093	0,4112

Die Übereinstimmung der Beobachtung und Berechnung ist nach dieser Tabelle eine ausgezeichnete.

Im nachfolgenden folgt eine Zusammenstellung der Berechnung der Koeffizienten μ für vollkommene Überfälle seitens verschiedener Hydrotechniker, welche in der Praxis angewendet werden, wobei die neueste Kinzersche Formel wohl als die allgemein gültigste und genaueste hervorzuheben ist.

Zusammenstellung der Formeln zur Berechnung des Ausflußkoeffizienten μ bei freien Überfällen.

1. Castel, Lesbros und Redtenbacher $\mu = 0{,}381 + 0{,}062 \frac{b}{B}$,
2. Braschmann . . . . $\mu = 0{,}3838 + 0{,}0386 \frac{b}{B} + \frac{0{,}0005}{h}$,

3. Wex . . . . $\mu = 0{,}4001 + 0{,}00048\,b + \frac{0{,}0011}{h}$,

4. Bornemann . . . . $\mu = 0{,}5673 - 0{,}1239\sqrt{\frac{h}{T}}$ für $h < \frac{T}{3}$ und

5. „ . . . . $\mu = 0{,}6402 - 0{,}2862\sqrt{\frac{h}{T}}$ für $h > \frac{T}{3}$ $b = B$,

6. Bazin . . . . $\mu = 0{,}425 + 0{,}212\left(\frac{h}{T}\right)^2$ für $b = B$,

7. Kinzer . . . .
$\mu = 0{,}4342 + 0{,}009\,\frac{b}{B} - 0{,}0777\,\frac{h}{T}$,
$\mu = 0{,}4432 + 0{,}0777\,\frac{h}{T}$ für $b = B$,
$\mu_{max} = 0{,}4432$, wenn $\frac{h}{T} = 0$,

wobei b die Überfallbreite (Länge der Wehrkrone), B die Gerinn-(Bach-)breite, h die Überfallhöhe (ungesenkt), T die Wassertiefe im Zuflußgerinne bedeutet.

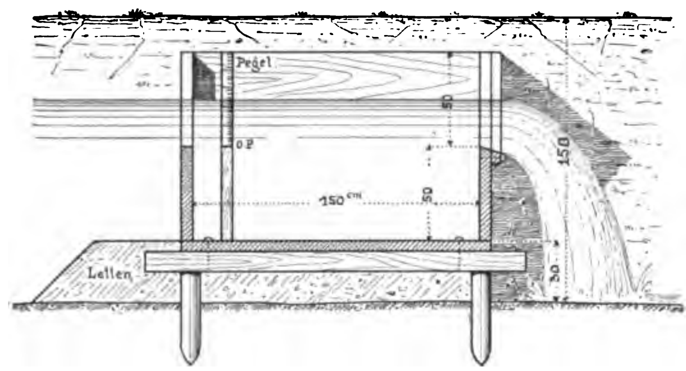


Fig. 89. Apparat zur Wassermessung mittels Überfall. Längenschnitt.

Sollen kleine Quantitäten eines Baches etc. durch längere Zeit mittels Überfall gemessen werden, so empfiehlt es sich, einen künstlichen Stau in

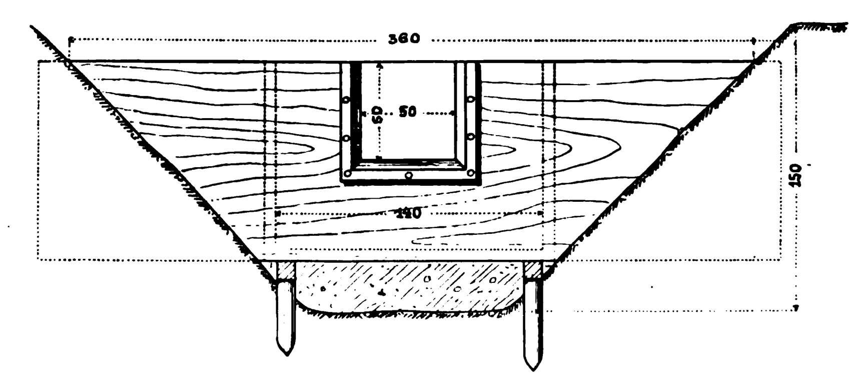


Fig. 90. Ansicht des Auslaufes.

Form eines Kastens (Fig. 89, 90 u. 91) einzubauen. Für vorübergehende Messungen genügt natürlich ein entsprechend langes Brett, das wasserdicht

und horizontal eingebaut wird und einen rechteckigen Ausschnitt mit abgeschrägten Kanten besitzt.

Die Breite b dieses Ausschnittes kann man

für $Q =$ 1—25 Sek.-Liter . . . . $b = 0{,}25$ m,
„ $Q = 25—150$ „ . . . . $b = 0{,}50$ „
„ $Q > 150$ „ . . . . $b = 1{,}00$ „

die Tiefe ca. 0,20 bis 0,30 m wählen.

Für $b = B$ hat Prof. Lueger in seinem Werke „Die Wasserversorgung der Städte“ nachstehende Tabelle ausrechnen lassen.

(Siehe die Tabelle auf Seite 124.)

Die Messung des ungesenkten Wasserspiegels erfolgt bei den von mir zumeist verwendeten Kästen (Fig. 89, 90 und 91) durch Ablesung auf einem

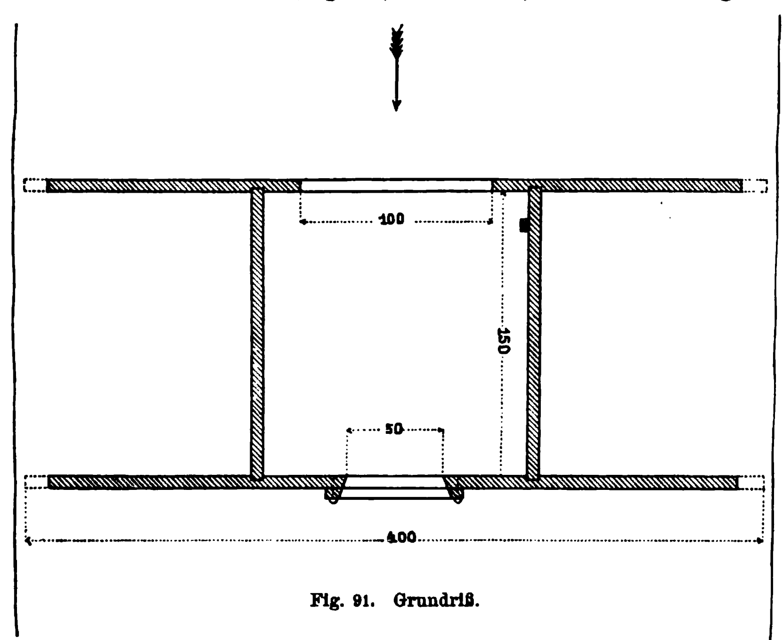


Fig. 91. Grundriß.

kleinen Pegel p, dessen Nullpunkt in gleicher Höhe mit der Überfallkante liegt. Es ist endlich zu bemerken, daß der Kasten horizontal einzubauen ist und daß die erste Ablesung erst nach einiger Zeit — bis der Stauwasserspiegel in Beharrungszustand getreten ist — zu erfolgen hat.

Die früher besprochenen Versuche von Ing. Kinzer wurden mit Überfallöffnungen durchgeführt, welche sehr genau in Zinkblech ausgeschnitten waren. Der Ingenieur ist jedoch in der Praxis gewöhnlich in die Zwangslage versetzt, im Bedarfsfalle an Ort und Stelle von einem Landtischler diese Überfallbretter anfertigen zu lassen. Um auch bei derartigen primitiven Überfallöffnungen in stärkeren Brettern herausgeschnittenen und nach außen mit einer Holzraspel abgeschrägten Öffnungen die Ausflußkoeffizienten praktisch kennen zu lernen, habe ich im Jahre 1900 an einer hierzu sehr geeigneten Stelle 34 Versuche mit Überfallöffnungen von der Breite $b = 0{,}25$, 0,50 und 1,00 m

Tabelle für die Bestimmung der Wassermenge durch künstliche Überfälle für $b = B$.

Überfallhöhe in Metern	Überfallbreite b in Metern 1,00	0,50	0,25	H^m	Q in ^{sl} für $b = 0,25$ m	H^m	Q in ^{sl} für $b = 0,50$ m	Bemerkungen.
	Q in Sek.-Litern							
0,005	1	0,5	0,3	0,105	16,8	0,205	91	Die Quantitäten Q für $b = 0,25$, 0,50 und 1,00 verhalten sich rund wie 1:2:4, aus welchem Grunde nicht alle gerechneten Werte für die drei Breiten hier angegeben erscheinen.
0,010	2	1	0,5	0,110	18,0	0,210	95	
0,015	4	2	1,0	0,115	19,3	0,215	98	
0,020	6	3	1,5	0,120	20,5	0,220	101	
0,025	8	4	2,0	0,125	21,8	0,225	105	
0,030	10	5	2,5	0,130	23,0	0,230	108	
0,035	13	6	3,3	0,135	24,3	0,235	112	
0,040	16	8	4,0	0,140	25,8	0,240	116	
0,045	19	9	4,8	0,145	27,0	0,245	119	
0,050	22	11	5,5	0,150	28,5	0,250	123	
0,055	25	12	6,3	0,155	30,0	0,255	126	Für $b = 0,25$ m ist als Maximum der Überfallhöhe $H = 0,20$ m angenommen.
0,060	29	14	7,3	0,160	31,5	0,260	130	
0,065	33	16	8,3	0,165	33,0	0,265	134	
0,070	36	18	9,0	0,170	34,5	0,270	138	
0,075	40	20	10,0	0,175	36,0	0,275	142	
0,080	44	22	11,0	0,180	37,5	0,280	146	
0,085	48	24	12,0	0,185	39,0	0,285	150	
0,090	53	26	13,3	0,190	40,8	0,290	153	
0,095	57	28	14,3	0,195	42,3	0,295	157	
0,100	62	31	15,5	0,200	44,0	0,300	161	

mit Überfallhöhen von 14 mm bis 196 mm durchgeführt, indem das abgeflossene Wasserquantum in 2 großen 4 m³ fassenden Eichkästen abgefangen wurde. Wenn ich aus den einzelnen Messungen, die mitunter 3—4 mal bei gleicher Überfallhöhe wiederholt wurden, nur die Mittelwerte herausgreife, so ergeben diese 17 Mittelwerte nachstehende Resultate, wobei das μ aus der Formel $Q = \mu \,.\, b \,.\, h \sqrt{2gh}$ und daraus $\mu = \frac{Q}{b \,.\, h \sqrt{2gh}}$ berechnet wurde. Die Breite B des Zuflußgerinnes betrug $B = 2,727$ m.

Für $b = 0,25$ m, $h = 24$ mm war $Q = 1^{sl}$ und $\mu = 0,328$
49 „ „ „ = 4 „ „ „ = 0,310
87 „ „ „ = 11 „ „ „ = 0,375
135 „ „ „ = 21 „ „ „ = 0,379
196 „ „ „ = 36 „ „ „ = 0,379
} $\mu_m = 0,354$.

Für $b = 0,50$ m, $h = 14$ mm war $Q = 1^{sl}$ und $\mu = 0,365$
38 „ „ „ = 6 „ „ „ = 0,382
46 „ „ „ = 8 „ „ „ = 0,373
114 „ „ „ = 32 „ „ „ = 0,380
160 „ „ „ = 59 „ „ „ = 0,382
172 „ „ „ = 58 „ „ „ = 0,368
258 „ „ „ = 117 „ „ „ = 0,402
} $\mu_m = 0,379$.

Für $b = 1{,}0$ m, $h = 20$ mm war $Q = 5^{sl}$ und $\mu = 0{,}390$
72 „ „ „ = 35 „ „ „ = 0,404
103 „ „ „ = 56 „ „ „ = 0,379 $\Big\}\ \mu_m = 0{,}388.$
138 „ „ „ = 88 „ „ „ = 0,388
160 „ „ „ = 107 „ „ „ = 0,379

Die Zu- und Abnahme des μ mit wechselndem Q ist keine regelmäßige, was vielleicht auf die unvermeidlichen Beobachtungsfehler zurückzuführen ist. Vergleichen wir daher nur die 3 Gruppenmittel mit den Lesbros-Castelschen Koeffizienten $\mu = 0{,}381 + 0{,}062 \frac{b}{B}$, so finden wir für $B = 2{,}727$ m

			nach Lesbros:	nach Eichung:
Gruppe I.	$b = 0{,}25$ m,	$\frac{b}{B} = 0{,}091$,	$\mu = 0{,}387$,	0,354 (— 8,5 %).
„ II.	$b = 0{,}50$ „	$\frac{b}{B} = 0{,}183$,	„ = 0,392,	0,379 (— 3,3 „).
„ III.	$b = 1{,}00$ „	$\frac{b}{B} = 0{,}367$,	„ = 0,404,	0,388 (— 3,9 „).

Es erscheinen also die Lesbrosschen Ausflußkoeffizienten etwas größer. Im übrigen sind meine Versuche noch in zu geringer Anzahl gemacht worden, um

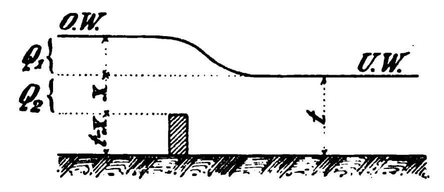


Fig. 92. Unvollkommener Überfall (Grundwehr).

aus diesen Resultaten endgültige Schlußfolgerungen ziehen zu können. Soweit kann aber schon jetzt ersehen werden, daß die Art der Herstellung dieser Überfallbretter entschieden einen Einfluß auf μ nimmt, daher im Interesse der Sicherheit und um Täuschungen zu vermeiden, es sich empfiehlt, das durch Anwendung der Lesbrosschen Formel gewonnene Q einer kleinen Reduktion (etwa 5 % durchschnittlich) zu unterziehen, wenn die Überfallöffnungen nur primitiv hergestellt werden können.

Unvollkommene Überfälle. Bei den unvollkommenen Überfällen liegt der Unterwasserspiegel höher als die Wehrkrone. Das gesamte überfließende Wasserquantum Q kann aus Q_1 und Q_2 (Fig. 92) zusammengesetzt gerechnet werden.

Nach du Buat ist für $v = 0$

$$Q = {}^2/_3 \mu_1 \,.\, b \,.\, H \sqrt{2gH} + \mu_2 \,.\, b x \sqrt{2gH}$$

$$\text{oder } Q = b\,({}^2/_3 \mu_1 \,.\, H + \mu_2 \,.\, x) \sqrt{2gH}, \tag{12}$$

wobei nach Redtenbacher . . . $\begin{cases} \mu_1 = 0{,}855, \\ \mu_2 = 0{,}62, \end{cases}$
„ Eitelwein . . . . . $\mu_1 = \mu_2 = 0{,}633$,
„ Weißbach . . . . . $\mu_1 = \mu_2 = 0{,}800$;

daraus ist

$$x = \frac{Q}{\mu_2 . b\sqrt{2gH}} - \frac{^2/_3\mu_1}{\mu_2} \cdot H, \text{ wobei } \frac{^2/_3\mu_1}{\mu_2} = \begin{cases} 0{,}92 \text{ nach Redtenbacher,} \\ 0{,}68 \quad " \quad \text{Eitelwein,} \\ 0{,}66 \quad " \quad \text{Weißbach.} \end{cases}$$

Nach Bornemann ist für $v = c$

$$Q_1 = {}^2/_3\mu_1 . b\sqrt{2g}\left\{\left(H + \frac{c^2}{2g}\right)^{3/2} - \left(\frac{c^2}{2g}\right)^{3/2}\right\}$$

$$Q_2 = \mu_2 . b . x\sqrt{2g\left(H + \frac{c^2}{2g}\right)}$$

oder $Q = b\sqrt{2g}\left\{{}^2/_3\mu_1\left[\left(H + \frac{c^2}{2g}\right)^{3/2} - \left(\frac{c^2}{2g}\right)^{3/2}\right] + \mu_2 . x\left(H + \frac{c^2}{2g}\right)^{1/2}\right\}$. (13)

Nach Bornemann sind die Koeffizienten

$$\mu_1 = \mu_2 = 0{,}702 - 0{,}2226\sqrt{\frac{H}{b}} + 0{,}1845\left(\frac{x}{H + x}\right)^2.$$

Professor Heyne (1902) empfiehlt, für Grundwehre $^2/_3\,\mu_1 = 0{,}425$ und $\mu_2 = \left(0{,}62 + \frac{0{,}38 . x}{t}\right)$ zu setzen, wobei t die Wassertiefe unterhalb des Wehres bedeutet, so daß, wenn $x = t$ wird, also kein Stauwehr besteht, $h = 0$ ist.

Neben diesen in der kulturtechnischen Praxis zumeist angewendeten Formeln verweise ich auf die von Wex entwickelte Art der Berechnung von Überfällen (Wex, Hydrodynamik, Leipzig, Verlag von Engelmann) und bemerke wiederholt, daß in kulturtechnischen Fragen mit den angeführten Berechnungsweisen immer praktisch entsprechende Resultate um so mehr erzielt werden können, wenn man bei Annahme der Hauptrechnungsfaktoren der Sicherheit wegen nur die ungünstigen berücksichtigt.

Rechnungsbeispiele für $v = 0$.

1. Fall nach Fig. 84:

Bei $H = 1{,}10$ m (Vorlagswasser)
$\eta = 0{,}10$ für
$H - \eta = 1{,}0$ m $\Big\}$ $\frac{H - \eta}{H} = \frac{1{,}0}{1{,}1} = 0{,}99$
$b = 1{,}0$ m $\Big\}$ ist $\mu = 0{,}392$

$Q = \mu . b . H\sqrt{2g(H - \eta)}$ (Formel 4)

$Q = 0{,}392 . 1 . 1{,}10\sqrt{19{,}62 . 1} = \mathbf{1{,}91}$ m³.

2. Fall nach Fig. 92 (unvollkommener Überfall):

$H = 1{,}0$ nach Eitelwein $\mu_1 = \mu_2 = 0{,}633$
$x = 0{,}10$
$H + x = 1{,}10$ (Vorlagswasser)

$Q = b\,({}^2/_3\mu_1 . H + \mu_2 x)\sqrt{2gH}$ (Formel 12)

$Q = 1\,(0{,}422 . 1 + 0{,}633 . 0{,}1)\sqrt{19{,}62 . 1} = \mathbf{2{,}15}$ m³.

3. Fall nach Fig. 87:

$H = 1{,}0$ m wirksame Druckhöhe
$a = 0{,}20$ Schützenzughöhe
$e_2 = e_1 = 0{,}10$
$H + e_2 = 1{,}10$ (Vorlagswassertiefe)
$b = 1$ m Schützenbreite

$$Q = b\sqrt{2g}\left(\tfrac{2}{3}\mu_1 e_1\sqrt{H - \tfrac{e_1}{2}} + \mu_2 e_2\sqrt{H}\right) \qquad \text{(Formel 7)}$$

$$Q = 1 \,.\, 4{,}43\,(0{,}422 \,.\, 0{,}1\sqrt{0{,}95} + 0{,}633 \,.\, 0{,}1\sqrt{1}) = \mathbf{0{,}46}\ \text{m}^3.$$

4. Fall nach Fig. 86 (Schützenausfluß unter Wasser):

$h - \eta = 1{,}0$ m wirksame Druckhöhe
$a = 0{,}20$
$b = 1{,}00$
$\eta = 0{,}10$
$h + a = 1{,}30$ (Vorlagswassertiefe)

$$Q = \mu \,.\, a \,.\, b\sqrt{2g(h - \eta)} \qquad \text{(Formel 5)}$$

$$Q = 0{,}422 \,.\, 0{,}20 \,.\, 1\sqrt{19{,}62 \,.\, 1} = \mathbf{0{,}37}\ \text{m}^3.$$

ε) Bestimmung des Wasserquantums aus Querprofil und Geschwindigkeit.

1. Durch Rechnung. Wir haben im allgemeinen Q m^3 = F m$^2 \times v_m$, d. h. das pro Sekunde durchfließende Wasserquantum ist gleich dem Produkte aus der Fläche und der mittleren Geschwindigkeit.

Betrachten wir zuerst den zweiten Faktor v_m.

a) Geschwindigkeit. Die mittlere Geschwindigkeit erscheint ausgedrückt durch die allgemeine Formel:

$$v_m = K \,.\, \sqrt{R \,.\, J},$$

in welcher bedeutet:

$R = \frac{F}{u}$ den hydraulischen Radius, der Profilradius oder die mittlere hydraulische Tiefe, gleich der Fläche dividiert durch den benetzten Umfang,

$J = \frac{h}{l}$ das Gefälle und K einen Koeffizienten.

Aus der allgemeinen Grundformel $Q = F \,.\, v$ ergibt sich sodann

$$F = \frac{Q}{v} \quad \text{und} \quad J = \frac{v^2}{K^2 R}.$$

Die älteste Formel ist die von Eitelwein: $v = 50{,}93\sqrt{R \,.\, J}$, in welcher also der Geschwindigkeitskoeffizient K eine konstante Größe ist, was aber den später vorgenommenen Versuchen zufolge absolut nicht der Fall ist, indem derselbe auch von der Rauhigkeit der Gerinnwände abhängig ist.

Bazin kleidet diese Abhängigkeit in eine Formel, welche er auf Grund sehr zahlreicher Geschwindigkeitsmesungen in Versuchskanälen und kleinen offenen Wasserläufen entwickelte, vor nicht langer Zeit jedoch auf Grund eingehender Untersuchungen eine neue Formel entwickelte, welche er nunmehr empfiehlt und welche im wesentlichen mit der später folgenden Formel der schweizerischen Ingenieure Ganguillet und Kutter übereinstimmt.

Bazins neue Formel (1897) lautet:

$$v = \frac{87}{1 + \frac{n}{\sqrt{R}}} \cdot \sqrt{R \cdot J}.$$

Der erste Faktor repräsentiert also den Koeffizient K der allgemeinen Formel, wobei n den Rauhigkeitskoeffizienten darstellt, welchen Bazin nach den verschiedenen Materialkategorien, aus welchen das Gerinne besteht, nachstehend bewertet (siehe folgende Tabelle).

Ganguillet und Kutter führen in die Formel für K außer dem Rauhigkeitskoeffizienten n (siehe folgende Tabelle) auch noch das Gefälle J ein. Ihre Formel lautet:

$$K = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0{,}00155}{J}}{1 + \left(23 + \frac{0{,}00155}{J}\right) \frac{n}{\sqrt{R}}}.$$

Für den Rauhigkeitskoeffizienten, welcher nach der Beschaffenheit des Materials der Gerinne variiert, gelten folgende Werte:

Kategorie	Materialbeschaffenheit des Gerinnes:	Nach Bazin	Nach Ganguillet-Kutter	
		n	n	$\frac{1}{n}$
1	Glatter Zement oder sorgfältig gehobeltes Holz	0,06	0,010	100,00
2	Bretter, gut gefügt, nicht gehobelt	0,16	0,012	83,33
3	Quader- und besseres Ziegelmauerwerk	0,46	0,013	76,92
4	Bruchsteinmauerwerk	0,85	0,017	58,82
5	**Erde (Bäche und Flüsse) ohne oder mit kleinem Geschiebe**	**1,30**	**0,025**	**40,00**
6	Erde mit großem Geschiebe und Wasserpflanzen	1,75	0,030 bis 0,035	33,33 / 28,57

Zur Vereinfachung hat Kutter nach dieser Formel und diesen Werten ein Graphikon (Tafel III) konstruiert, das eine sehr rasche Bestimmung des Koeffizienten K ermöglicht. Zur sofortigen Bestimmung der Geschwindigkeit und Konsumtion von den zumeist vorkommenden Profilen von Wassergräben hat Kutter auch ein Tabellenwerk zusammengestellt, das sehr anempfohlen werden kann und aus welchem auch obige Tabelle entnommen ist. (Kutter, Bewegung des Wassers, Verlag von Paul Parey.) Kutter hat diese Tabellen für Erdgräben der Kategorien 5 und 6, also für $n = 0{,}025$ bis $0{,}035$ zusammengestellt. Nach dem Zwecke wird man z. B. für Bewässerungsanlagen und sonst gut erhaltene Gräben $n = 0{,}025$, für gewöhnliche Bachregulierungen und dergl. $n = 0{,}030$ wählen.

In neuester Zeit hat Oberbaurat Siedek (Wien) neue Formeln entwickelt, welche er unabhängig macht von der freien Wahl des Rauhigkeitskoeffizienten und die Wasserspiegelbreite als maßgebend einbezieht.

Für kleine natürliche Gerinne bis 3 m Wasserspiegelbreite stellt Siedek die Grundformel

$$v = \frac{T \cdot \sqrt{J}}{\sqrt[20]{B} \cdot \sqrt{0{,}001}}$$

auf, wobei T die mittlere Wassertiefe, B die Wasserspiegelbreite, J das Gefälle bedeutet. Auf Grund seiner Untersuchungen bezeichnet er die neue Bazinsche Formel günstiger wie die von Ganguillet-Kutter.

Aus nachfolgenden Tabellen kann die mittlere Geschwindigkeit berechnet werden.

Tabelle I.

Art der Gerinne	Wasserspiegelbreite B der Gerinne	Mittlere Tiefe T der Gerinne	Ist die Wasserspiegelbreite < oder > als T	Formel zur Berechnung der mittleren Geschwindigkeit:
Künstliche Gerinne	von 1 bis 3 m	unter 1 m	—	$V = \left(\frac{F_i \cdot \omega}{\sqrt{T}} + F_k\right) \frac{v'}{F}$
		über 1 m	—	$V = (F_i \cdot \omega + F_k) \frac{v'}{F}$
	über 3 m	unter 1 m	kleiner	$V = \left(\frac{F_i \cdot \omega}{\sqrt{T}} + F_k\right) \frac{v'''}{F}$
			größer	$V = \left(\frac{F_i \cdot \omega}{\sqrt{T}} + F_k\right) \frac{v''}{F}$
		über 1 m	kleiner	$V = (F_i \cdot \omega + F_k) \frac{v'''}{F}$
			größer	$V = (F_i \cdot \omega + F_k) \frac{v''}{F}$
Natürliche Gerinne	von 1 bis 3 m	—	—	$V = v'$
	über 3 m	—	kleiner	$V = v'''$
			größer	$V = v''$

Anmerkung:

$$v' = \frac{T\sqrt{J}}{\sqrt[20]{B} \cdot \sqrt{0{,}001}}$$

$$v'' = v' + \frac{T - T_n}{\alpha} + \frac{J - J_n}{\beta\,(J + J_n)} + \frac{T_n - T}{\gamma}$$

$$v''' = v'' \cdot \frac{T_n - T}{\sqrt{B}}$$

Die Werte von α, β und γ sind aus Tabelle II zu entnehmen.

ω = Widerstands- (Rauhigkeits-) Koeffizient, ist aus Tabelle III zu entnehmen.

F_i = Fläche des 0,5 m breiten Influenzstreifens.

F_k = Fläche des verbleibenden Kernes.

$T_n = \sqrt{0,0175\,B - 0,0125}$

für Breiten unter 10 m ist $J_n = 0,01165 - \sqrt{0,0000582 + 0,00000552\,B}$,

für Breiten über 10—415 m ist $J_n = 0,0010222 - 0,00000222\,B$,

für Breiten über 415 m ist $J_n = 0,0001$.

Tabelle II. Werte der Koeffizienten α, β und γ.

Bei einer Tiefe T, wenn $T > T_n$, oder T_n, wenn $T_n > T$ ist	α	Bei einem Gefälle J von	β		Bei einer Differenz $T_n - T$	γ	
			$J > J_n$	$J < J_n$		$J > J_n$ $J < J_n$ $> 0,001$	$J < J_n$ $< 0,001$
von 0,0—0,3 m	1	0,006—0,005	6—5	·			
„ 0,3—0,5 „	1,5	0,005—0,004	5—4	·			
„ 0,5—1,0 „	2	0,004—0,003	4—3	5			
„ 1,0—1,5 „	3	0,003—0,002	3—2	5	+ 1,0 bis + 0,7 m	2	1
„ 1,5—2,0 „	4	0,002—0,001	2—1	5	+ 0,7 „ + 0,5 „	2	0,75
„ 2,0—2,5 „	6	0,001—0,0009	1	5	+ 0,5 „ + 0,0 „	1	0,50
„ 2,5—3,0 „	10	—0,0008	1,5	5	0,0 „ — 1,0 „	10	10
„ 3,0—3,5 „	15	—0,0007	2,0	5	— 1,0 „ — 2,0 „	15	15
„ 3,5—4,0 „	20	—0,0006	2,5	5	unter — 2,0 „	20	20
„ 4,0—4,5 „	30	—0,0005	3,5	10			
„ 4,5—5,0 „	40	—0,0004	4,5	∞			
„ 5,0—5,5 „	60	—0,0003	6	∞			
„ 5,5—6,0 „	80	—0,0002	8	∞			
„ 6,0—6,5 „	100	—0,0001	10	∞			
über 6,5 „	∞	unter 0,0001	∞	∞			

Tabelle III. Rauhigkeitskoeffizient ω für künstliche Gerinne.[1]

Kategorie	Art des benetzten Umfanges:	Koeffizient ω	
		bei rechteckigem Querschnitt unter 1,6 m Breite	in allen übrigen Fällen
1	Quadern, sehr glatt	2,05	2,25
2	Zement, sehr glatt	2,05	2,25
3	Backstein, Sohle Zement, glatt	2,00	2,20
4	Zement, gewöhnlich verputzt	1,80	2,00
5	Backstein	1,45	1,65
6	Holz, glatt gehobelt	1,70	1,90
7	„ ungehobelt	1,40	1,60
8	Bruchstein, gut behauen	1,20	1,40
9	„ einfach behauen	1,15	1,25
10	„ rauh behauen	1,00	1,10
11	„ Sohle mit Kies	1,00	1,10

[1]) Richard Siedek, Studie über eine neue Formel zur Ermittelung der Geschwindigkeit des Wassers in Bächen und künstlichen Gerinnen. Wien 1903. W. Braumüller.

b) Flächenberechnung. Stellt das Wasserprofil ein regelmäßiges Trapez vor, bedeutet b_o die Wasserspiegelbreite und b_u die Sohlenbreite, ferner a die Wassertiefe, so erhalten wir die Fläche

$$F = \frac{b_o + b_u}{2} . a.$$

Ist das Profil ein unregelmäßiges, so wird man mittels einer Meßlatte (Peilstange, Fig. 93, für schlammigen Grund) längs einer zwischen A und B (Fig. 94) am Ufer gespannten Schnur in beliebigen (zumeist gleichen) Ent-

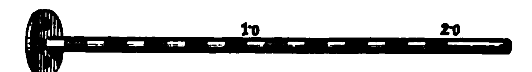


Fig. 93. Peilstange.

fernungen b_1, b_2 . . . . die Wassertiefen abmessen, darauf die arithmetischen Mittel a_1, a_2 . . . . jedes so erhaltenen Trapezes berechnen oder graphisch abgreifen und ist dann

$$F = \frac{a_1 + a_2 + a_3 + a_4 + a_5 + a_6}{6} . B,$$

wobei $B = AB = b_1 + b_2 + \ldots . + b_6$ ist. Der Wasserstand muß während der Messung als konstant angenommen, daher durch einen Pegel (Fig. 28) beobachtet werden. Im Falle wesentlicher Schwankungen des Wasserspiegels während der Peilung und des Nivellements des Gefälles müssen die Resultate nach einem mittleren Wasserspiegel berechnet werden.

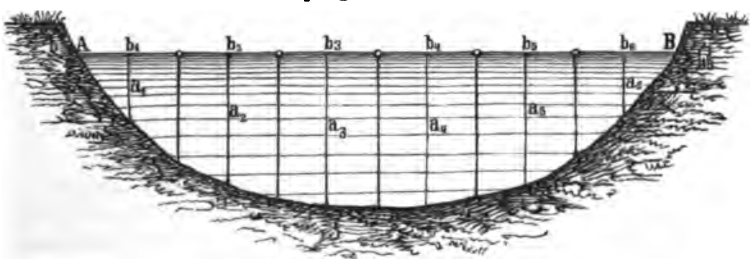


Fig. 94. Bachprofil.

2. Aus der durch direkte Messung mittels Meßapparate bestimmten Geschwindigkeit.

a) Ist bloß die mittlere Oberflächengeschwindigkeit V_o direkt gemessen worden, so berechnet sich daraus annähernd die mittlere Geschwindigkeit V_m des Profiles für kleine Bäche und Gerinne:

für größere Tiefen (über 1 m) ist . . . $V_m = 0,75—0,85\ V_o$,
für kleinere Tiefen (von 1 m abwärts) ist $V_m = 0,85—0,90\ V_o$.

Genauer kann die mittlere Geschwindigkeit V_m aus der Oberflächengeschwindigkeit V_o aus nachstehender Formel berechnet werden:

nach Prony (Versuche in kleinen Gräben) $V_m = \left(\frac{2,354 + V_o}{3,129 + V_o}\right) . V_o$,

„ Weißbach . . . . $V_m = \left(\frac{2,372 + V_o}{3,153 + V_o}\right) . V_o$,

also für $V_0 = 1$ m wäre $V_m = 0,8$; bei Oberflächengeschwindigkeiten, welche 1,5 m übersteigen, ist bloß 80% des nach der **Weißbach**schen Formel gefundenen Wertes für V_m zu nehmen.

Hat man bloß die Geschwindigkeit im Stromstriche V_s gemessen, so ist annähernd

$$V_m = \frac{V_s + 2,37}{V_s + 3,15} \cdot V_s.$$

Danach ist z. B.:

für $V_s = 1$ m $\quad V_m = 0,75\ V_s$,
„ $V_s = 2$ „ $\quad V_m = 0,85\ V_s$,
„ $V_s = 0,5$ „ $\quad V_m = 0,78\ V_s$.

b) Wird die mittlere Geschwindigkeit z. B. mittels Woltmannflügel bestimmt, dann ist folgender Vorgang einzuschlagen:

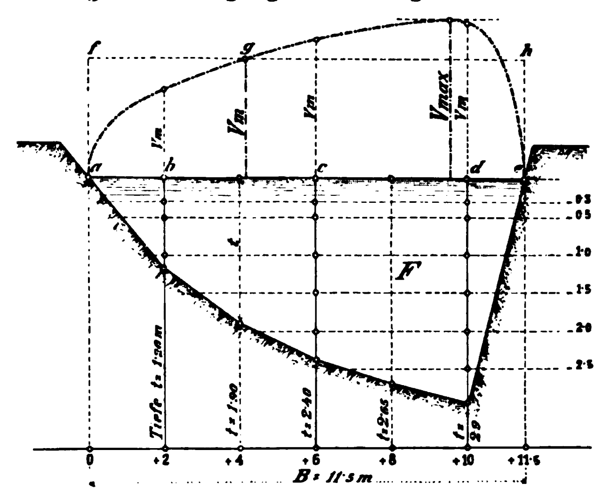


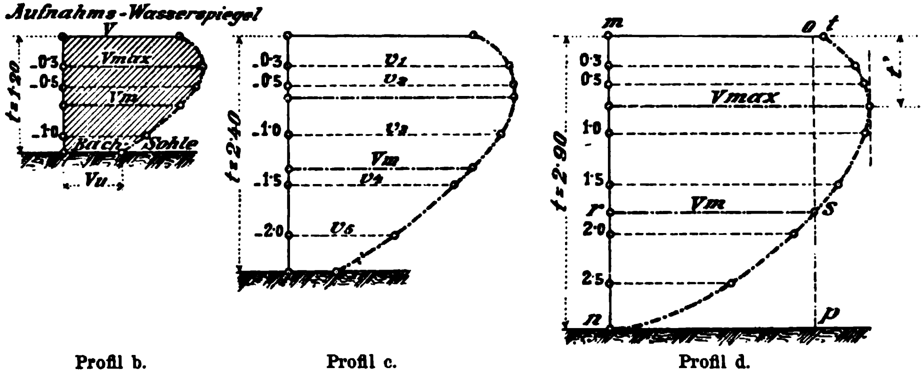
Fig. 95. Bachprofil mit der Kurve der mittleren Vertikalgeschwindigkeiten.

Aus den durch Abpeilung gewonnenen Tiefen und den zugehörigen Längen wird das Flußprofil der Messungsstelle in verzerrtem Maßstabe gezeichnet (Fig. 95). Hierbei ist zu bemerken, daß als Messungsstelle möglichst günstige Profile gewählt werden sollen. Aus diesem Flußprofil werden charakteristische Stromvertikale *b*, *c*, *d* (an den Bruchpunkten der Sohle liegend) gewählt und in jeden derselben in verschiedenen Tiefen mittels eines Woltmannflügels oder eines anderen Hydrometers die Geschwindigkeiten dieser Stromvertikalen bestimmt. Zuerst wird die Oberflächengeschwindigkeit bestimmt werden, wobei zu berücksichtigen ist, daß der Flügel vollständig unter Wasser stehen muß; es wird also die erste Messung ca. 0,30 m unter Wasserspiegel erfolgen, sodann mit Bezug auf das vorliegende Beispiel in 0,5, 1,0, 1,5, 2,0 und 2,5 m Tiefe. Bei Tiefen über 3 m wird es häufig genügen, in den untersten Partien die Messungen nur von Meter zu Meter zu machen. Die gerechneten Vertikalgeschwindigkeiten werden nun für jedes Profil graphisch aufgetragen (Fig. 96, Profil *b*, *c*, *d*). Die Tiefe *t* des Profiles bildet die Ordinaten, der Wasserspiegel die Abszissenachse. Als Ordinaten

werden die verschiedenen Messungstiefen, als Abszissen die diesen Tiefen entsprechenden Geschwindigkeiten in einem beliebigen Maßstab aufgetragen. Die gefundenen Punkte werden nun durch eine ausgleichende Kurve, die zumeist einer Parabel ähnlich ist, verbunden.

Wir ersehen aus diesen Profilen der Vertikalgeschwindigkeiten, daß die maximale Geschwindigkeit zumeist je nach der Tiefe des Profiles oder der Richtung des eventuell wehenden stärkeren Windes knapp unter dem Wasserspiegel oder tiefer (selten über 1 m bei großen Wassertiefen), die minimale Geschwindigkeit an der Sohle liegt.

Um nun die mittlere Vertikalgeschwindigkeit v_m der Aufnahmsvertikalen zu finden, wird man, z. B. in Profil b, die schraffierte Fläche berechnen und durch die Tiefe dividieren, d. h. also diese gemischtlinige Figur in ein Rechteck von der Höhe t und der Breite v_m verwandeln. Es ist nämlich die Fläche $F = v_m \, . \, t$, also $v_m = \frac{F}{t}$. Nun handelt es sich nur noch darum,



Profil b. Profil c. Profil d.

Fig. 96. Kurven der Vertikalgeschwindigkeiten.

die mittlere Geschwindigkeit V_m für das ganze Flußprofil zu bestimmen. Zu diesem Behufe werden die gefundenen mittleren Vertikalgeschwindigkeiten v_m auf der Wasserspiegellinie ae, und zwar in den zugehörigen Punkten b, c und d aufgetragen und diese Punkte mit einer kontinuierlichen Kurve (Kurve der mittleren Vertikalgeschwindigkeiten) verbunden, die erhaltene Fläche $aega$ berechnet (planimetriert) und durch die Wasserspiegelbreite $ae = B$ dividiert, also wieder die Fläche $aega$ in ein Rechteck $aehf$ umgewandelt, dessen Breite oder Höhe die gesuchte mittlere Profilgeschwindigkeit V_m ist.

Somit erhalten wir dann schließlich

$$Q \text{ m}^3 \text{ pro Sekunde} = F^{m^2} . \, V_m{}^{Meter},$$

wobei F die Fläche des Wasserprofiles der Messungsstelle bedeutet.

Eine andere sehr genaue Art der Berechnung von Q besteht darin, daß für das ganze Flußprofil die Kurven gleicher Geschwindigkeiten (Isotacheen) konstruiert werden. Fig. 97 zeigt ein Messungsprofil der Elbe bei Herrnskretschen nach den Aufnahmen Prof. Harlachers. Zur Erklärung der Konstruktion der Isotacheen und der daraus abzuleitenden Wassermengen-

berechnung will ich ein ähnliches, einfaches Beispiel, wie in Fig. 95 und 96 beschrieben, in der nachfolgenden Fig. 98 veranschaulichen.

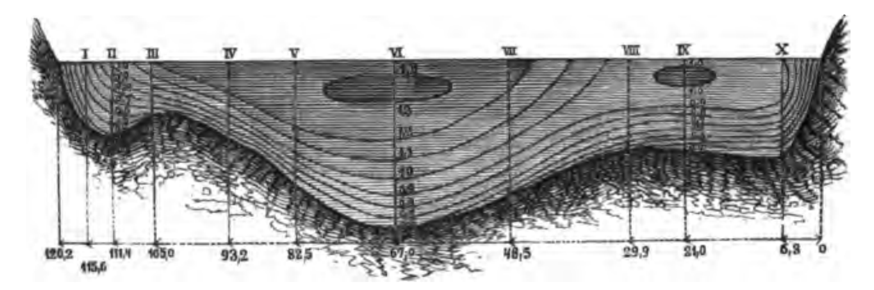


Fig. 97. Isotacheen-Profil der Elbe bei Herrnskretschen.

Eine Isotachee stellt den geometrischen Ort aller jener Punkte des Wasserprofiles dar, in welchem das Wasser gleiche Geschwindigkeit besitzt.

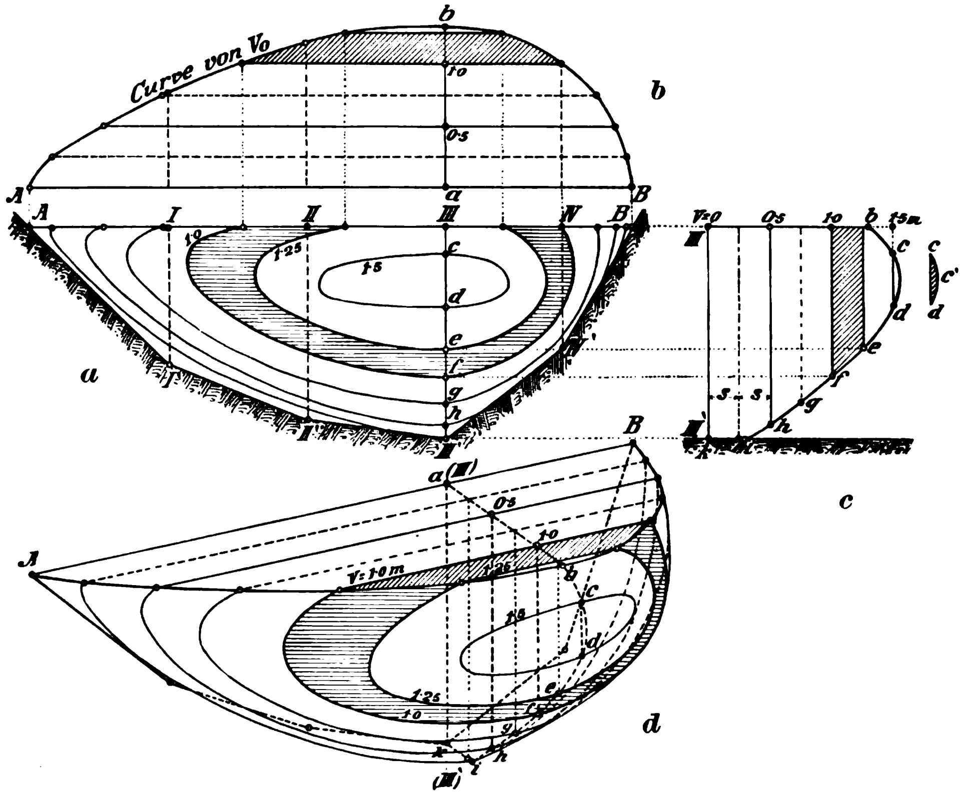


Fig. 98. Konstruktion der Isotacheen.

Die Konstruktion dieser Linien gleicher Geschwindigkeit erfolgt in nachstehender Weise: Fig. 98a *A III' B* ist das Aufnahmsprofil und Fig. 98c das herausgegriffene Geschwindigkeitsprofil für die Stromvertikale *III III'*. Wollen

wir nun die Isotacheen z. B. in Abständen $s = 0{,}25$ m konstruieren, so teilen wir die Fläche ***abdhi*** in Geschwindigkeitslamellen von je 0,25 m Breite.

Wir erhalten für $v = 1{,}5$ m die beiden Schnittpunkte c und d, die, in die Stromvertikale *III III'* der Fig. 98a herüberprojiziert, schon zwei Punkte der Isotachee $v = 1{,}5$ m ergeben. Für $v = 1{,}25$ m erhalten wir nur einen Punkt e, für $v = 1{,}0$ den Schnittpunkt f etc. Diese Operation wird für alle Stromvertikalen *I*, *II*, *III* und *IV* durchgeführt und die erhaltenen Punkte durch kontinuierliche Kurven — die Isotacheen — verbunden.

Der Ort für Werte der zwischen den Grenzen von je 0,25 m liegenden Oberflächengeschwindigkeitspunkte wird interpoliert. Durch Projektion erfolgt in gleicher Weise die Konstruktion der Kurve der Oberflächengeschwindigkeiten (Fig. 98b).

In Fig. 98d ist die ganze Konstruktion, den sekundlichen Wasserkörper repräsentierend, perspektivisch dargestellt. Dieser Wasserkörper ist einerseits von einer vertikalen ebenen Fläche *A III' B* (dem Messungsflußprofil), ferner von einer horizontalen ebenen Fläche *A b B* (Profil der Oberflächengeschwindigkeiten), endlich von einer sphäroidischen Fläche (durch die Vertikalgeschwindigkeitskurven erzeugt) begrenzt. Es ist nun leicht einzusehen, daß die Kubatur dieses Wasserkörpers, ähnlich wie bei der Berechnung von Erdkörpern sphäroidischer Oberflächengestaltung, dadurch bestimmt wird, daß man die einzelnen, durch die Isotacheen und den Wasserspiegel gebildeten gemischt-linigen Flächen (z. B. die in Fig. 98a schraffierte Fläche) berechnet (planimetriert) und das arithmetische Mittel zweier aufeinander folgender Flächen (z. B. die zwei stärker ausgezogenen Flächen) mit ihrer Entfernung (also in vorliegendem Falle $s = 0{,}25$ m) multipliziert. Endlich wird noch der kuppenförmige Abschnitt $c\,c'\,d$ dazu addiert.

Diese von Baumgarten schon im Jahre 1847 angewendete, von Prof. Harlacher später vervollkommnete Methode wird nur in größeren und unregelmäßigen Durchflußprofilen, hier jedoch mit bedeutendem Vorteil anzuwenden sein.

ζ) Berechnung der Abflußmengen aus den Regenhöhen.

Sehr häufig tritt an den Ingenieur die Aufgabe heran, die Größe der sekundlichen Abflußmenge aus einem bestimmten Niederschlagsgebiet approximativ zu berechnen, ohne daß ihm direkte Wassermessungsresultate im betreffenden Wasserlaufe zur Verfügung stehen. Gewöhnlich tritt dieser Fall bei Abgabe von Gutachten oder Aufstellung dringend gewünschter genereller Projekte ein, wobei dem Ingenieur Zeit und Gelegenheit mangeln, sich die bezüglichen Rechnungsfaktoren (Querprofil, Gefälle und Wasserstand oder direkte Messungen der Geschwindigkeit) zu beschaffen.

In der Regel wird es sich dann darum handeln, das sekundliche maximale, minimale und mittlere Abflußquantum zu rechnen; ersteres beispielsweise um das notwendige Hochwasserdurchflußprofil für eine zu bauende Brücke zu bestimmen, das Minimum und das mittlere Quantum zur Bestimmung der Wasserkraft, zur Versorgung von Ortschaften mit Wasser, zu Bewässererungszwecken etc.

In einem solchen Falle ist es notwendig, in erster Linie das entsprechende Niederschlagsgebiet zu bestimmen, welches durch Einzeichnen der Wasserscheide auf einer Spezialkarte (1 : 25000, 1 : 75000 oder 1 : 100000) konstruiert und seiner Größe nach durch Planimetrierung oder die sogenannte Äquidistantenmethode berechnet werden kann.

Besteht ein namhafterer Teil dieses Niederschlagsgebietes aus zusammenhängendem Waldlande, dann wird die Fläche des letzteren separat gerechnet und bildet der Rest dann die Fläche des sogenannten Freilandes.

Dieses Herausheben der Waldarea erfolgt wegen der Verschiedenartigkeit des Abflusses, wie dies später in einem Beispiele hervorgehoben werden soll.

Auf dieses Niederschlagsgebiet fallen nun in den verschiedenen Zeitperioden verschieden große Regenmengen. Es ist aber die Regenmenge $R = F.h$, d. h. R in Kubikmeter ist gleich dem Produkte der Niederschlagsfläche F in Quadratmeter multipliziert mit der Regenhöhe h in Meter. Diese letztere nun ist für das Niederschlagsgebiet zu berechnen.

Aus den Publikationen der meteorologischen Zentralanstalten der einzelnen Reiche können die Regenhöhen (in Millimeter ausgedrückt) entnommen werden.

Mit Rücksicht auf den Umstand, als die Regenhöhen in den einzelnen Zeiträumen sowohl, wie in den einzelnen Beobachtungsstationen oft sehr verschiedene sind, wird es notwendig werden, möglichst viele Beobachtungsstationen, welche innerhalb oder außerhalb der Wasserscheide (letztere benachbart) liegen, einzubeziehen und wird das Resultat der Rechnungen ein um so befriedigenderes sein, je länger die Reihe der Beobachtungsjahre der einzelnen Stationen ist. Leider wird dem Ingenieur beides selten in gewünschtem Umfange zur Verfügung stehen.

Ein richtiges Bild über die wirkliche Verbreitung der Niederschlagshöhen innerhalb des fraglichen Gebietes und mit Rücksicht auf die variable Intensität wird nur durch die Konstruktion eines Isohyëten-Graphikons gewonnen werden können.

Ein Beispiel soll den weiteren Vorgang der Konstruktion und Berechnung erklären, wo der höchst seltene Fall eintrat, daß 12 Beobachtungsstationen für ein verhältnismäßig kleines Niederschlagsgebiet und gleichzeitig mit zumeist 26, 29 und 41 jährigen Beobachtungsjahren mir zur Verfügung standen. Es betrifft dies ein Gebiet im böhmisch-sächsischen Erzgebirge (siehe Tafel IV). Für die Hauptstation Oberwiesenthal in Sachsen lagen mir 41 jährige Beobachtungen vor, für die böhmischen Stationen Kupferberg 29 Jahre, Weipert, Spitzberg, Sonnenberg und Bärenwald 26 Jahre, Tellerhäuser 21 Jahre, für die anderen Stationen jedoch nur 10—12 Jahre, für Keilberg sogar nur 2 Jahre. Um alle Stationen einheitlich vergleichen zu können, habe ich Keilberg ganz ausgeschaltet und für alle anderen Stationen das 10 jährige Mittel (1895—1904) gebildet und auf Basis desselben die Isohyëten-Karte konstruiert. In Tafel IV sind schwarz die Seehöhen der Stationen, blau die zugehörigen 10 jährigen Mittel der Jahresregenhöhen in Millimeter bezeichnet. Die Isohyëten sind durch volle blaue Linien (alle 100 mm) und durch strichlierte Linien (alle 50 mm) dargestellt.

Die rote Linie stellt die Wasserscheide des Einzugsgebietes, bezogen auf den Punkt T, woselbst eine Talsperre errichtet werden soll, dar. Die auf dieses Niederschlagsgebiet entfallenden Teile der Regenhöhen (a bis f, rot bezeichnet) sind durch verschiedene blaue Intensitätsbezeichnungen hervorgehoben und entsprechen für die einzelnen Flächen nachstehende mittlere Regenhöhen:

für a)	$h = 1205$ mm	$F_a = 0{,}3$ km²
„ b)	$h = 1175$ „	$F_b = 7{,}5$ „
„ c)	$h = 1125$ „	$F_c = 9{,}0$ „
„ d)	$h = 1075$ „	$F_d = 3{,}0$ „
„ e)	$h = 1025$ „	$F_e = 2{,}2$ „
„ f)	$h = 980$ „	$F_f = 2{,}0$ „
		$\Sigma F = 24{,}0$ km²

Multiplizieren wir nun je F (aber in Quadratmeter ausgedrückt) mit h (in Meter), also z. B. für a) 300000 m² × 1,205 m = 361500 m³ etc., so erhalten wir als gesamte Regenmenge im 10jährigen Mittel rund $R_{10} = 26{,}74$ Millionen Kubikmeter.

Aus der detaillierten Regenhöhentabelle für Sächsisch-Oberwiesenthal wurden nachstehende Daten berechnet.

Es beträgt

1.	für das 10jährige Mittel (1895—1904)	die Regenhöhe	$h = 1210$ mm	als Basis ± 0
2.	„ „ 41 „ „ (1864—1904)	„ „	$h = 1029$ „	also ca. -15 %
3.	„ „ Minimum (1874)	„ „	$h = 697$ „	„ „ -42 „
4.	„ „ Maximum (1901)	„ „	$h = 1393$ „	„ „ $+15$ „

d. h. das Minimum ist die Hälfte des Maximums. Nehme ich nun als Basis der Berechnung das 10jährige Mittel laut Tafel IV mit $R_{10} = 26{,}74$ Millionen m³ an, so erhalte ich als ombrometrische Jahresregenmengen (für Freiland)

ad 1. nach dem 10jährigen Mittel	$R_{10} = 26{,}74$ Millionen m³
„ 2. „ „ 41 „ „	$R_{41} = 22{,}73$ „ „
„ 3. als Minimum (1874)	$R_{min.} = 15{,}51$ „ „
„ 4. „ Maximum (1901)	$R_{max.} = 30{,}75$ „ „

welche zur Verfügung stehen würden, wenn das ganze Einzugsgebiet Freiland wäre. Nun besteht dasselbe aber aus 10 km² Wald und 14 km² Freiland, zusammen 24 km² Fläche. Nachdem im Walde (Hochwald) erfahrungsgemäß im Mittel beiläufig 25 % der ombrometrisch gemessenen Niederschläge nicht auf den Erdboden gelangen, sondern von den Baumkronen und der Vegetation überhaupt zurückgehalten werden und zumeist verdunsten, so muß dieser Verlust bei der Regenmenge von obigen 26,74 Millionen m³ in Abzug gebracht werden. Es ergeben sich dann bei Berücksichtigung der Retension des Waldes

ad 1.	$R_{10} = 24{,}00$ Millionen m³
„ 2.	$R_{41} = 20{,}36$ „ „
„ 3.	$R_{min.} = 13{,}88$ „ „
„ 4.	$R_{max.} = 27{,}54$ „ „

Um nun die Abflußmengen zu berechnen, handelt es sich darum, den richtigen Abflußkoeffizient zu wählen, der nach den früheren Ausführungen

sehr variabel und von lokalen Verhältnissen abhängig ist. Er wird auch für die einzelnen Monate und Jahre verschieden sein. Handelt es sich, wie eingangs erwähnt, um eine approximative Berechnung, so werden wir einen durchschnittlichen Koeffizienten wählen.

Nehme ich für vorliegenden Fall der Einfachheit wegen im jährlichen Durchschnitt und mit Rücksicht auf die dortigen Lokalverhältnisse an, daß mindestens 60% der auf den Erdboden gelangenden Niederschlagsmengen zum oberirdischen Abfluß gelangen, so erhalten wir nachstehende Abflußmengen:

$A_{10} = 14{,}00$ Millionen m^3 das sind $Q = 457$ sl
$A_{41} = 12{,}22$ „ „ „ „ $Q = 387$ „
$A_{min.} = 8{,}33$ „ „ „ „ $Q = 263$ „
$A_{max.} = 16{,}52$ „ „ „ „ $Q = 524$ „

im Durchschnitt der entsprechenden Zeitperioden berechnet.

Für einzelne Fälle werden natürlich detailliertere Berechnungen notwendig werden, die namentlich für das Detailprojekt dann genauere Resultate geben, wenn einzelne direkte Bestimmungen der Abflußkoeffizienten durch genaue direkte Abflußmengen-Messungen durchgeführt werden.

Im vorliegenden Beispiele tragen die gerechneten Durchschnittszahlen um so mehr den Charakter der Wahrscheinlichkeit, weil die jährlichen Niederschlagsmittel für Oberwiesenthal — die Haupt-Zentralstation für dieses Sammelgebiet — nur unbedeutend variieren. Es beträgt nämlich das

41 jährige Mittel . . . = 1029 mm
37 „ „ . . . = 1000 „
27 „ „ . . . = 982 „
10 „ „ . . . = 1210 „

Dort, wo so langjährige Beobachtungen nicht vorliegen, was die Regel bildet, muß man um die Differenzen zwischen dem vorhandenen und gerechneten Jahresmittel und einem Mittel aus größeren Zeiträumen, sowie den abnormalen Maxima und Minima schätzen zu können, die Graphika alter Zentralstationen zu Hilfe nehmen, wie dies beispielsweise jene für Wien, Brünn, Prag (Tafel II) sind.

c) Maximal und minimal zulässige Geschwindigkeiten für natürliche und künstliche Gerinne.

Überschreitet die Geschwindigkeit in einem Gerinne eine gewisse Grenze, dann wird, je nach der Beschaffenheit des Materiales, aus welchem das Gerinne besteht, dieses Material von dem fließenden Wasser angegriffen werden und eine allmähliche Zerstörung des Gerinnes zur Folge haben.

Bei Annahme eines gewissen, sekundlichen Abfuhrvermögens (Kapazität), welches ein neu herzustellendes Gerinne besitzen soll, wird die erzeugte Geschwindigkeit zumeist von dem Gefälle abhängig sein, und wird man daher die Größe dieses Gefälles derart zu bestimmen haben, daß je nach dem Material des Gerinnes die Geschwindigkeit gewisse Grenzen nicht überschreitet.

Nach vielseitigen Versuchen hat man nachstehende Grenzwerte für die Oberflächen-, mittlere und Sohlengeschwindigkeit (v_0, v_m, v_u) aufgestellt:

Post No.	Material des Wassergerinnes	Maximale Oberflächen-	Maximale mittlere	Maximale Sohlen-
		Geschwindigkeit in Metern		
1	Schlammige Erde und magerer Ton . . .	0,15	0,10	0,08
2	Feiner Sand	0,20	0,15	0,10
3	Fetter Ton	0,30	0,25	0,15
4	Lehm und grober Flußsand	0,60	0,45	0,30
5	Kiesiger Boden	1,20	1,00	0,70
6	Grobsteiniger Boden	1,50	1,25	0,95
7	Konglomerat und Schiefer	2,20	1,85	1,50
8	Lagerhafte Gebirgsarten	2,75	2,25	1,80
9	Harter ungeschichteter Fels	4,25	3,70	3,15

Nachdem das in offenen Gerinnen fließende Wasser sehr häufig mechanisch beigemengte Stoffe, wie Sand und Schlamm enthält, so muß andererseits eine Ablagerung (Sedimentierung) dieser Stoffe vermieden werden, indem durch dieselbe eine Erhöhung der Sohle, somit unter Voraussetzung desselben Wasserspiegels eine Verminderung der Fläche und des Gefälles, daher auch der Kapazität des Gerinnes resultiert. Das in diesem Gerinne weiter zu leitende Wasser muß daher wenigstens jene minimale Geschwindigkeit besitzen, bei welcher Sand oder Schlamm angegriffen, beziehungsweise weitergeführt wird.

Mit Hinsicht auf die oben vorgeführten Maximal-Geschwindigkeiten Post No. 1—4 muß daher zur Vermeidung von Schlamm- oder feinen Sand-Ablagerungen die mittlere Geschwindigkeit in künstlichen Gerinnen v_m wenigstens 0,20 m, für groben Sand 0,50 m betragen. Selbstverständlich dürfen derartige Wassergerinne nicht in Schlamm oder feinem Sandmaterial angelegt werden, und wird die Böschung in allen Fällen, wo selbst bei Annahme obiger Minimal-Geschwindigkeiten $v_m = 0{,}20—0{,}50$ m ein Angreifen des Uferböschungs- oder Sohlenmaterials zu befürchten ist, in entsprechender Weise zu sichern sein. So eine Sicherung kann erfolgen durch Berasung oder Abpflasterung der Böschungen eventuell auch der Sohle.

Überschreitet die in einem künstlichen, aus Felsen oder Hausteinen bestehenden Gerinne notwendig zu erzeugende Geschwindigkeit das Maß von 4 m, dann empfiehlt sich als Verkleidung der Wände und Sohle Holz in Form von Dielen, Pfosten oder Balken zu wählen. Das elastische Holz ist einerseits gegen den Angriff des Wassers viel widerstandsfähiger, andererseits ist eine Auswechslung schadhaft gewordener Partien der Holzverkleidung leicht und ohne besonderen Kostenaufwand möglich.

d) Zweckmäßigste Profilform offener Gerinne.

Die zweckmäßigste Profilform für offene Gerinne in Erde ist im allgemeinen die Trapezform. Je nach der Standfestigkeit des Materiales, in welchem das Gerinne eingeschnitten ist, werden die Böschungen verschieden starke Neigungen erhalten müssen, wenn das Profil an und für sich ohne Rücksicht auf die Angriffe des fließenden Wassers sich selbst erhalten soll. Dieser

Grenzwert ist bei gewachsenem Boden durch den natürlichen Böschungswinkel des Materiales gegeben, also jene Neigung, bei welcher dasselbe nicht abrutscht. Dieser natürliche Böschungswinkel φ beträgt für:

lockere Erde	$\varphi = 26{,}5^\circ$,
dichte Erde	$\varphi = 45{,}0^\circ$,

ferner ist für Gerinne

aus Trockenmauerwerk	$\varphi = 63{,}0^\circ$
und aus Mörtelmauerwerk	$\varphi = 90{,}0^\circ$.

Wird das sogen. Anlageverhältnis der Böschung $\frac{h}{l}$ (Fig. 99) in Rechnung gezogen, so würde dasselbe bei dichter Erde beispielsweise 1 : 1 betragen. Nach dem alten Längenmaße (Fuß) hergeleitet, pflegt man dieses Verhältnis auch einfüßig zu bezeichnen, d. h. bei der Höhe der Böschung $h = 1$ Fuß

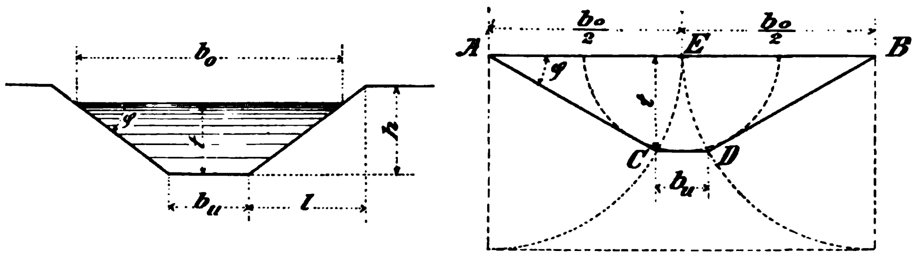


Fig. 99

Fig. 100. Konstruktion der rationellsten Profilform.

beträgt die Anlage (horizontale, projizierte Länge) $l = 1$ Fuß. In der Praxis werden jedoch die Böschungen flacher ausgeführt als nach dem Verhältnisse des natürlichen Böschungswinkels, und zwar pflegt man Böschungen

in lockerer Erde	1 : 2 (2 füßig),
in dichterer Erde	$1 : 1^1/_2$ ($^6/_4$ füßig),
in dichter Erde	$1 : 1^1/_4$ ($^5/_4$ füßig):
ferner Steinpflaster und Trockenmauerwerk	1 : 1 (1 füßig),
Mörtelmauerwerk	4 : 1 ($^1/_4$ füßig),
	6 : 1 ($^1/_6$ füßig).

bis senkrecht auszuführen. Fassen wir nun die Dimensionsverhältnisse eines trapezförmigen Profiles ins Auge, so wird bezüglich der Herstellungskosten jene Profilform die rationellste sein, welche die kleinste Sohlenbreite b_u, allgemein den kleinsten Flächeninhalt besitzt. Für die Bewegung des Wassers ist unter Voraussetzung einer gleichen Kapazität jenes Profil das günstigste, bei welchem der benetzte Umfang u ein Minimum wird.

Die diesbezüglichen Berechnungen ergeben nun weiter, daß die virtuelle Länge der Böschung gleich sein muß der halben Wasserspiegelbreite, daß der dem Trapeze eingeschriebene Kreis seinen Mittelpunkt in der halben Wasserspiegelbreite (in E, Fig. 100) haben muß, und daß endlich der Radius dieses Kreises gleich der Wassertiefe t ist. Endlich wurde gefunden, daß der hydraulische Radius im günstigten Profil $R = \frac{F}{u} = \frac{t}{2}$ gleich der halben Wassertiefe t und unabhängig vom Böschungswinkel φ ist. Es ergibt sich daraus folgende

geometrische Konstruktion. Man beschreibt aus A mit $\frac{b_0}{2}$ einen Halbkreis, trägt in A den Winkel φ bezw. das gewählte Böschungsverhältnis auf und zieht AC, so ist der Durchschnitt C ein Punkt der Sohle. Desgleichen verfährt man von B aus; t ist dann die rationelle Wassertiefe.

2. Berechnung des Wasserquantums in geschlossenen Leitungen.

a) Druckrohrleitungen.

Druckrohrleitungen werden jene geschlossenen Leitungen von beliebigem, zumeist jedoch kreisförmigem Querschnitt genannt, bei welchen der Schwerpunkt des Ausflußprofils tiefer als der Wasserspiegel beim Einlaufe liegt. Auch hier wird es sich hauptsächlich um die Berechnung der Geschwindigkeit nach allgemein denselben Grundsätzen wie bei offenen Leitungen

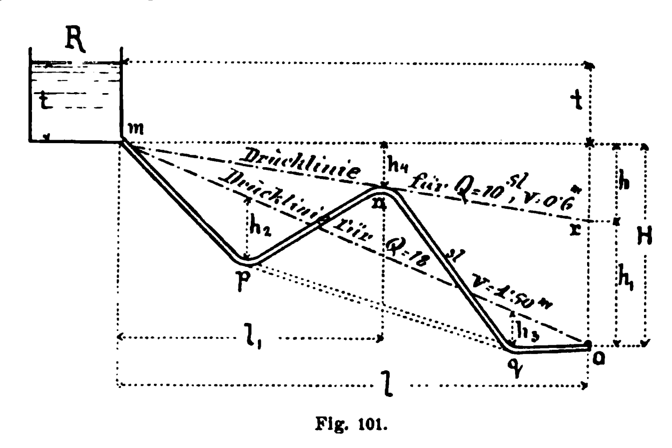


Fig. 101.

handeln, wobei jedoch zu berücksichtigen ist, daß der benetzte Umfang u als Veränderliche hier durch den Rohrdurchmesser d ausgedrückt werden wird, und daß statt des früheren Gefälles des offenen Wasserspiegels bei Druckrohrleitungen das Gefälle der sogenannten Drucklinie in Rechnung zu ziehen ist.

Bezeichnet in Fig. 101 R das Wasserreservoir (Einlauf), o die Ausflußstelle, l die Länge der Rohrleitung, d der lichte Durchmesser derselben, H den Höhenunterschied zwischen dem Einlauf m (Sohle des Reservoirs) und dem Ausfluß o (Rohrmitte) in Metern, so repräsentiert $\frac{H}{l}$ das Gefälle J. Die variable Wassertiefe t des Reservoirs wird der Sicherheit wegen gewöhnlich nicht in Rechnung gebracht.

Wir haben nun im allgemeinen $Q = F \, . \, v = \frac{d^2 \pi}{4} \, . \, v$ (für kreisförmigen Querschnitt). Was nun die Bestimmung der mittleren Geschwindigkeit des Wassers v anbelangt, so kann die Formel für offene Leitungen im allgemeinen auch hier aufgestellt werden; es ist $v = K \sqrt{R \, . \, J}$ oder für vorliegende Rohrleitungen $v = K_1 \sqrt{d \, . \, J}$.

Nachdem d und J zwei zumeist bekannte (eventuell angenommene) Größen vorstellen, so wird von der richtigen Wahl des Reibungskoeffizienten K_1 die Richtigkeit des berechneten v bezw. Q abhängen. Ältere Hydrauliker haben diesen Koeffizienten K_1 als konstant angenommen (z. B. Prony $K_1 = 26{,}79$). Weißbach machte ihn abhängig von der Geschwindigkeit, Levy und Darcy von dem Durchmesser und dem Grade der inneren Rauhigkeit (neue oder alte inkrustierte Röhren) etc.

Die in praktischer Verwendung stehenden Formen der Ausdrücke zur Berechnung der Geschwindigkeit sind unter anderen folgende:

1. Eitelwein:
$$v = 26{,}44 \sqrt{\frac{H \cdot d}{l + 54 d}}, \tag{1}$$

2. Weißbach:
$$v = \frac{\sqrt{2gH}}{\sqrt{1 + \xi_0 + \xi_1 \frac{l}{d}}}, \tag{2}$$

hierbei bedeutet $\xi_0 = 0{,}505$ den Reibungskoeffizienten für den Eintritt des Wassers in die Rohrleitung; derselbe kann durch trompetenförmige Aufsätze (Fassonrohre) beim Einlauf bis auf 0,10 herabgemindert und bei langen Leitungen (mehrere Kilometer) ganz vernachlässigt werden. Der Koeffizient ξ_1 entspricht der Reibung des Wassers an den Innenwänden der Rohrleitung und wird naturgemäß mit der Zunahme der Geschwindigkeit v steigen. Es ist $\xi_1 = \alpha + \frac{\beta}{\sqrt{v}}$ und zwar nach der neuen Formel von Weißbach $\xi_1 = 0{,}014139 + \frac{0{,}0094711}{\sqrt{v}}$ oder nach der älteren Formel $\xi_1 = 0{,}01439 + \frac{0{,}016921}{\sqrt{v}}$.

Man muß also bei Weißbach irgend ein v annehmen, daraus ξ_1 berechnen, in die Geschwindigkeitsformel (2) einsetzen und v berechnen. Stimmt dieses Resultat mit dem angenommenen nicht, dann muß durch oftmalige Annahme von Näherungswerten endlich das richtige v gerechnet werden. Um diese Manipulation wesentlich zu vereinfachen, empfehle ich das v zuerst nach Eitelwein (Formel 1) zu berechnen und diesen in den vielen normalen Fällen mit Weißbach ziemlich übereinstimmenden Wert in die Formel für ξ_1 einzusetzen.

Weißbach hat für diesen Koeffizienten nachstehende Tabelle ausgerechnet:

Geschwindigkeit v in Metern =	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
Koeffizient ξ_1 =	0,0443	0,0356	0,0317	0,0294	0,0278	0,0266	0,0257	0,0250	0,0245	0,0239
v =	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0
ξ_1 =	0,0234	0,0230	0,0227	0,0224	0,0221	0,0219	0,0217	0,0215	0,0213	0,0211

Aus der Formel (2) ergibt sich die notwendige Druckhöhe

$$H = \left(1 + \xi_0 + \xi_1 \frac{l}{d}\right) \frac{v^2}{2g}$$

oder für lange Leitungen

$$H = \xi_1 \frac{l}{d} \cdot \frac{v^2}{2g}.$$

3. Darcy:

$$v = K_1 \sqrt{\frac{dH}{l}}, \text{ wobei } K_1 = \frac{1}{\sqrt{\alpha + \frac{\beta}{d}}};$$

hierbei ist für neue Leitungen . . . . $\begin{cases} \alpha = 0{,}001\,014 \\ \beta = 0{,}000\,259, \end{cases}$

für ältere, inkrustierte Leitungen empfiehlt Darcy, das Gefälle zu verdoppeln, d. h. nach der Formel zu rechnen:

$$v = K_1 = \sqrt{d \,.\, 2J}.$$

4. Frank:

$$v = K_1 \sqrt{d \frac{H}{l}}, \text{ wobei } K_1 = \frac{1}{\sqrt{\alpha + \frac{\beta}{d}}};$$

für neue Leitungen . . . . $\begin{cases} \alpha = 0{,}000\,512 \\ \beta = 0{,}000\,385 \end{cases}$

für ältere Leitungen . . . . $\begin{cases} \alpha = 0{,}000\,495 \\ \beta = 0{,}000\,652. \end{cases}$

5. Levy:

$$v = K_1 \sqrt{d \frac{H}{l}} \text{ und } K_1 = \sqrt{\alpha + \beta \sqrt{d}};$$

für neue Leitungen . . . . $\begin{cases} \alpha = 662{,}56 \\ \beta = 468{,}44, \end{cases}$

für inkrustierte Leitungen . . . . . . $\begin{cases} \alpha = 210{,}125 \\ \beta = 445{,}740. \end{cases}$

Um diese Formeln auf den Grad ihrer Genauigkeit flüchtig beurteilen zu können, wollen wir in nachfolgendem 2 Beispiele nach diesen 5 Formeln berechnen.

1. Beispiel. Es sei $l = 20$ m, $H = 1{,}15$ m, $d = 0{,}237$ m (9 Zoll), $J = \frac{H}{l} = 0{,}0575$, oder $J = 57{,}5\,^0/_{00}$, also der Fall einer kurzen, größeren Leitung mit kleinem Gefälle.

2. Beispiel. Es sei $l = 1000$ m, $d = 0{,}100$ m, $H = 100$ m, $J = \frac{H}{l} = 0{,}1 = 100\,^0/_{00}$, also eine lange Rohrleitung mit einem kleinen Kaliber und mit größerem Gefälle. Wir erhalten, die Werte substituiert, nachstehende Resultate, wobei zumeist ältere (inkrustierte) Rohrleitungen vorausgesetzt sind, was ja im Hinblick auf die lange Bestandesdauer solcher Leitungen immer berücksichtigt werden soll.

1. Beispiel.

Laufende No.	Formel	Geschwindigkeit v^m	Wassermenge Q in Sek.-Liter	Anmerkung.
1	Frank	2,05	90	ältere Rohrleitung (inkrustierte).
2	Levy	2,39	105	ältere Rohrleitung.
3	Eitelwein	2,41	106	—
4	Darcy	2,55	112	neue Leitung.
5	Weißbach	2,65	117	—
6	Darcy	3,60	158	alte Leitung.

2. Beispiel.

Laufende No.	Formel	Geschwindigkeit v^m	Wassermenge Q in Sek.-Liter	Anmerkung.
1	Frank	1,20	9	alte Leitung.
2	Frank	1.51	12	neue „
3	Darcy	1,67	13	neue „
4	Levy	1,87	15	alte „
5	Darcy	2,23	17	alte „
6	Weißbach	2,35	18	—
7	Eitelwein	2,64	20	—
8	Levy	2,84	22	neue Leitung.

Aus diesen Beispielen ist zu ersehen, daß im allgemeinen die Formel von Frank für alte und neue Leitungen einen auffallend niederen Wert ergibt, während für normalere Verhältnisse, wie im zweiten Beispiel, von den meist in Verwendung stehenden Formeln Levy für neue Leitungen die größten Resultate liefert.

Das Mittel aus den ersten 6 Nummern, sowie exklusiv Nummer 4 ergibt im ersten Beispiel $Q = 115$ Sek.-Liter; das Mittel aus den ersten 8 Nummern, sowie auch exklusiv Nummer 2, 3 und 8 (für neue Leitungen) ergibt im zweiten Beispiel $Q = 16$ Sek.-Liter. Diesen Mitteln nähert sich im zweiten Beispiel am meisten Levy, Darcy (beide für alte Leitungen) und Weißbach. Aus dem Gesagten geht hervor, daß man in jenen Fällen, wo man nicht zur Sparsamkeit gezwungen ist, den möglichst größten Sicherheitskoeffizienten durch Wahl der Frankschen Formel zu erreichen trachten wird; bei langen und großen Haupt-Rohrleitungen wird es sich empfehlen, das Mittelresultat aus Levy, Frank, Darcy (alt) und Weißbach anzunehmen; in den meisten Fällen jedoch wird mit Rücksicht auf die größtmöglichste Bauökonomie der Kulturingenieur sich der Formel von Weißbach und zur Bestimmung eines Annäherungswertes für die notwendige Annahme von v als Hilfsformel jener von Eitelwein bedienen können.

Fassen wir nun wieder die Figur 101 ins Auge und nehmen wir an, der Rohrstrang würde durch die Linie mp (punktiert pq) qo dargestellt sein;

das Rohr wäre bei o mit seinem vollen Querschnitt offen, liefert also das Maximum seiner Kapazität.

Denken wir uns nun z. B. in beliebigen Punkten (p, q und o) genügend lange, vertikale, oben offene Glasröhren (Piëzometer) am Rohrstrang angebracht, so wird in den 2 Glasröhren in p und q das Wasser bis zu einer gewissen Höhe, h_2 und h_3 (Piëzometerhöhe), steigen, während der Piëzometerstand in o gleich Null sein wird.

Die Oberflächen der Piëzometer-Wasserspiegel miteinander verbunden, geben eine gerade Linie mo, die Drucklinie für die maximale Rohrkapazität. Wir erhalten beispielsweise für diese Drucklinie $Q = 18$ Sek.-Liter bei $v = 1{,}5$ m. Nachdem jedoch in Eisenrohrleitungen die Geschwindigkeit v womöglich 0,6 m und nie höher als 1,0 m sein soll (hydraulischer Stöße wegen), so wird man den Rohrstrang, d. h. die ganze Druckhöhe, nicht ausnützen können und wird dann eine zweite höher gelegene Drucklinie, z. B. für $Q = 10$ Sek.-Liter $v = 0{,}6$ m, bei demselben Durchmesser erhalten. Kein Punkt des Rohrstranges darf hierbei über dieser Drucklinie liegen. Wäre daher mit dem Rohrstrange ein Hügel bei n zu überschreiten, welcher Punkt über der maximalen Drucklinie liegt, dann würde das Rohr bei o nur so viel Wasser abgeben, als der Teil des Rohrstranges mpn von der Länge l und der Drucklinie mn liefert. Wir sehen aus der Lage der Drucklinie, daß ein Teil der hydrostatischen Druckhöhe $= H$ verloren geht.

Bei Annahme der maximalen Drucklinie mo (für die punktierte Rohrlage $mpqo$) geht die ganze Höhe H verloren, d. h. der Druckverlust ist gleich der hydrostatischen Druckhöhe.

Im zweiten Falle (Drucklinie mr) geht von H^m nur h^m verloren. Man pflegt nun nachstehende Bezeichnungen einzuführen:

$H =$ hydrostatische oder Gesamtdruckhöhe (eigentlich $H + t$, doch wird bei größeren H das t vernachlässigt);

$h =$ Reibungshöhe (Druckverlust);

$h_1 =$ hydraulische Druckhöhe (Überdruck).

Die Größe von h_1 in einzelnen Punkten der Rohrleitung wird durch die zugehörigen Piëzometerhöhen repräsentiert, die um so größer werden, je kleiner v, d. h. Q wird, und ihr Maximum erreichen, wenn $v = Q = 0$ wird.

Ermöglicht man durch Einbau eines Wasserschiebers bei o die Regulierung des Ausflußquantums, so werden in den Glasröhren (Piëzometern) bei voller Öffnung des Schiebers die Wasserstände beispielsweise in $n = 0$, in $o = or = h_1$ betragen (vollgezeichneter Rohrstrang $mpnqo$). Wird nun der Schieber langsam zugedreht, so wird das Wasser in den Glasröhren allmählich steigen und bei völliger Schließung des Schiebers in n die Höhe h_4, in o die Höhe $h_1 + h = H$ erreichen (wenn t vernachlässigt wird). Der Druckverlust h ist dann gleich Null, d. h. das Wasser steht nach dem Gesetze der Kommunikationsgefäße in gleichem Horizont mit m.

(Weiteres über Rohrleitungen siehe Kapitel „Wasserversorgung der Ortschaften".)

Auf Tafel V habe ich zum Zwecke einer raschen Berechnung von Rohrleitungen nach Weißbach ein Graphikon beigegeben, welches, von

Ingenieur Müller (in Bauunternehmung Schwarz) konstruiert, mir von der Bauunternehmung zur Verfügung gestellt wurde und dessen Verwendung eine äußerst einfache ist. Wir hätten beispielsweise gegeben: $l = 3500$ m, $H = 90{,}3$ m, $d = 175$ mm; frägt es sich nun um die maximale Kapazität des Rohrstranges, also für jenen Fall, wo die Reibungshöhe (Druckverlust) gleich der ganzen verfügbaren hydrostatischen Druckhöhe H ist, so erhalten wir an Reibungshöhe pro 1000 m Rohrlänge:

$$h = \frac{90{,}3}{3{,}5} = 25{,}8 \text{ m.}$$

Auf der Vertikalen AC stehen links die Werte für den Druckverlust pro 1000 m (von 0 bis 30 m). Wir erhalten somit in a dieser Linie (= 25,8 m) denjenigen Punkt, dessen Horizontale in Durchschnitt zu bringen ist mit der Kurve der Reibungshöhe für $d = 175$ mm; dieser Schnittpunkt a_1 auf die Linie AB projiziert, gibt dortselbst $Q = 48{,}4$ Sek.-Liter. Auf derselben Vertikalen $a_1 c$ finden wir im Schnitte mit der punktierten Geschwindigkeitslinie für $d = 175$ mm, d. h. im Punkte b eine Geschwindigkeit $v = 2{,}01$ m,

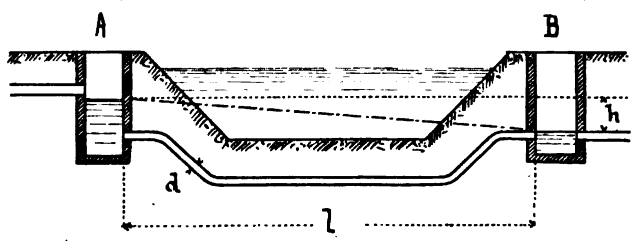


Fig. 102. Unterleitung.

entsprechend der auf der rechten Seite der Ordinate AC angeschriebenen Skala für die Geschwindigkeit ($v = 0{,}0$ bis $3{,}0$ m). Nachdem jedoch in Rohrleitungen die Geschwindigkeit 1 m nicht überschreiten soll, so werden wir **für $v_{max.} = 1$ m** den Schnittpunkt dieser Horizontalen $v = 1$ m mit der Linie Ab ($d = 175$) in d suchen und finden sodann in e das $v = 1$ m entsprechende **$Q = 24{,}2$ Sek.-Liter** und in f (Schnittpunkt der Kurve des Druckverlustes mit de) $h = 7{,}2$ m Druckverlust pro 1000 m, also

$$h = \frac{7{,}2 \,.\, 3500}{1000} = 25{,}2 \text{ m.}$$

Mit Bezug auf Figur 101 resultiert somit eine hydraulische Druckhöhe (Überdruck) in $o : h_1 = H - h = 31{,}65$ m. Aus dem Graphikon ist auch übersichtlich zu entnehmen, daß bei Voraussetzung von $v_{max.} = 1$ m ohne Rücksicht auf die Größe des Druckverlustes

Röhren von $d = 60$ mm im Maximum nahezu 3 Sek.-Liter,
„ „ $d = 80$ „ „ „ „ 5 „
„ „ $d = 100$ „ „ „ „ 8 „
„ „ $d = 125$ „ „ „ „ 12 „
„ „ $d = 150$ „ „ „ „ 18 „
„ „ $d = 175$ „ „ „ „ 24 „
„ „ $d = 200$ „ „ „ „ 32 „

und so fort führen können.

Unterleitungen, Syphons, Dücker (Fig. 102). Diese Leitungen werden in gleicher Weise berechnet wie kurze Druckrohrleitungen, nur muß mit Rücksicht auf die Widerstände beim Ein- und Austritt, sowie auf scharfe Krümmungen (wenn entsprechende Knierohre eingeschaltet werden), sowie endlich wegen eventueller Verschlämmung der Durchmesser der Röhre d stets etwas größer als der berechnete genommen, bezw. die Druckhöhe h erhöht werden, wenn die verfügbare Druckhöhe nicht fixiert erscheint; ebenso wird man der größeren Sicherheit wegen gleich bei Aufstellung der Größe der Kapazität der Syphons ein größeres Q in Rechnung stellen. Es ist allgemein $Q = F \cdot v$, also $F = \frac{Q}{v}$. Aus den gegebenen Größen wird v (nach Frank für größte Sicherheit), sodann Q, endlich F und daraus der Rohrdurchmesser d berechnet.

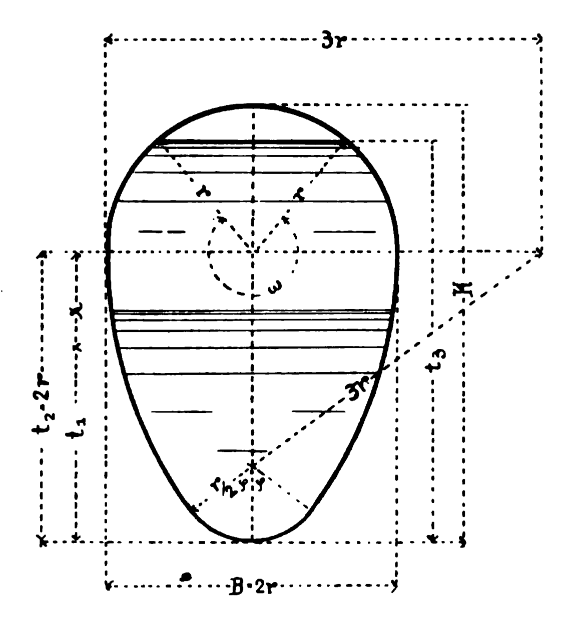


Fig. 103. Eiförmiges Kanalprofil.

b) Gedeckte Kanalleitungen (offene Rohrleitungen).

Gedeckte Kanalleitungen werden jene Rohrleitungen genannt, welche in normalen Fällen nie voll fließen und das Wasser daher selbst bei vorübergehender vollständiger Füllung des Durchflußprofiles nie unter Druck steht. In letzterem Falle würde also die ideale Drucklinie mit der oberen Innenkante der Kanalleitung zusammenfallen. Diese Kanäle, zumeist von elliptischem oder kreisförmigem Querschnitt und für größere Wasserquantitäten bestimmt, können, nachdem sie keinem inneren Wasserdrucke ausgesetzt sind, aus weniger widerstandsfähigem Materiale wie die Druckrohrleitungen (Eisen, Blei) hergestellt werden. Die Ausführung erfolgt in Ziegel- oder Quadersteinmauerwerk, in Stampfbeton, Zement, Steinzeug oder nach System Monier aus Eisen und Zement.

α) Eiförmige Kanäle. (Fig. 103.) Die hier angeführten Berechnungsresultate gelten für das Normalprofil $\frac{H}{B} = \frac{3}{2}$ und betreffen die Verhältnisse zwischen den Grenzwerten der Geschwindigkeit, Fläche, benetztem Umfang und dem Füllungsgrade zu dem pro Sekunde fortgeleiteten Wasserquantum Q.

Die Untersuchungen ergaben nachstehende Resultate:

Für das Maximum der Geschwindigkeit v ist für den Kanalprofilradius $r = 1{,}0$ der Füllungswinkel $\omega = 4{,}337 = 248{,}5^0$.

„ „ Maximum der Wassermengen Q ist $\omega = 5{,}194 = 297{,}5^0$.

„ „ volle Kanalprofil ist $x = r$ und $\omega = 360^0$.

„ die Füllung bis Kämpferhöhe ist $x = 0$, $\omega = 180^0$.

Es bedeutet ferner: F Wasserquerschnitt, u benetzter Umfang, R hydraulischer Radius, d. h. die mittlere hydraulische Tiefe $= \frac{F}{u}$, v Geschwindigkeit pro Sekunde $= K . \sqrt{R . J}$, Q Wassermenge pro Sekunde, J Gefälle der Rohr-

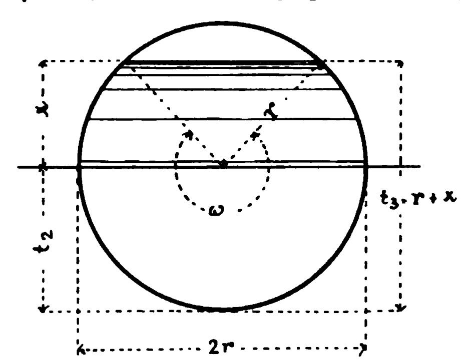


Fig. 104. Kreisförmiges Kanalprofil.

leitung pro Längeneinheit. — Bei Annahme des Koeffizienten nach Ganguillet und Kutter für glatten Zement $K = \frac{100\sqrt{R}}{m + \sqrt{R}}$ und $m = 0{,}12$—$0{,}15$ für reinen Zement ergeben sich nachstehende Werte:

Für	F	u	$R = \frac{F}{u}$	$v = k\sqrt{R . J}$	Q
$\omega = 180^0$ $x = 0$, d. h. Füllung bis Kämpferhöhe	$3{,}02333\ r^2$	$4{,}78830\ r$	$0{,}6314\ r$	$0{,}795\ K\sqrt{r . J}$	$2{,}400\ K\sqrt{r^5 . J}$
$\omega = 248^1/_2{}^0$ (Maximum von v)	4,08632 „	5,98386 „	0,6829 „	0,826 „ „	3,377 „ „
$\omega = 297^1/_2{}^0$ (Maximum von Q)	4,49260 „	6,84052 „	0,6568 „	0,810 „ „	3,641 „ „
$\omega = 360^0$ (voll laufendes Profil)	4,59413 „	7,92989 „	0,5793 „	0,761 „ „	3,496 „ „

β) Kreisförmiges Profil. (Fig. 104.) Für dieses zumeist in Form von Beton- oder Steinzeugröhren verwendete Profil ergeben sich nachstehende Beziehungen:

für $\omega = 4{,}4934 = 257{,}5^{\circ}$ ist v ein Maximum,
„ $\omega = 5{,}379 = 308{,}0^{\circ}$ ist Q ein Maximum,
„ $\omega = 6{,}2823 = 360^{\circ}$ ist das Profil voll laufend,
„ $x = 0$, also $\omega = 3{,}1416 = 180^{\circ}$ ist das Profil halbvoll laufend

und resultieren sonach folgende Werte:

Für	F	u	R	v	Q
$x = 0$ (halbvoll)	1,57080 r^2	3,14159 r	0,5000 r	0,707 $K\sqrt{r\,.\,J}$	1,111 $K\sqrt{r^5\,.\,J}$
$\omega = 257^1/_2{}^{\circ}$	2,73478 „	4,49344 „	0,6086 „	0,780 „ „	2,133 „ „
$\omega = 308^{\circ}$	3,08237 „	5,37851 „	0,5731 „	0,757 „ „	2,333 „ „
$\omega = 360^{\circ}$ (voll laufend)	3,14159 „	6,28318 „	0,5000 „	0,707 „ „	2,221 „ „

Nachdem bei engen und langen Kanälen mit starkem Gefälle infolge des geringen Luftraumes oberhalb des Wasserspiegels bei einer Füllung bis $\omega = 308^{\circ}$ (entsprechend dem Maximum von Q) nachteilige Stöße entstehen, so empfiehlt es sich nach praktischen Erfahrungen, in solchen Fällen bloß $\omega = 263^1/_2{}^{\circ}$ zu wählen, d. h. die Wassertiefe $t = 1{,}667\,r$ anzunehmen.

(Allitsch, Graphische Ermittelung des Fassungsvermögens von Abwässerkanälen, siehe Österr. Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst 1905, S. 137); ferner Morel, logarithmische Tafeln zur Berechnung von Balken, Säulen, Überfälle und Kanälen; Zürich 1906).

II. Der Erdbau.

Der Erdbau.

Der Erdbau umfaßt im allgemeinen jene Reihe bautechnischer Arbeiten, deren Zweck es ist, den festen (sog. gewachsenen) Boden zu lösen und zu transportieren. Die Lösung des Bodens (Aushub) wird zumeist behufs Ausgleichung der Unebenheiten des natürlichen Bodens oder behufs Herstellung gewisser regelmäßiger Aushub- oder Anschüttungskörper erfolgen, und wird es endlich Aufgabe des Erdbaues sein, diese neu geschaffenen Erdkörper in ihrem permanenten Bestande zu sichern, d. h. ihre Profilsform zu erhalten. Ich werde den Erdbau in zwei Hauptabteilungen behandeln, von welchen die eine die Projekts-, die andere die Bauarbeiten umfassen soll.

A. Die Projektsarbeiten.

I. Lösung und Transport des Bodens.

Nachdem die leichtere oder schwerere Gewinnung (Lösung des Bodens) von der petrographischen Beschaffenheit des letzteren abhängt, so haben wir daher in erster Linie

1. Die Bodenkategorien

zu besprechen, insoweit dieselben der Bearbeitung und Lösung verschieden große Widerstände entgegensetzen. Diese Kategorien werden behufs Ermöglichung der Aufstellung der Projektskosten zuerst durch Bodensondierungen approximativ festzustellen sein. Man unterscheidet gewöhnlich 7 Bodenkategorien:

1. Kat.: Rolliger Boden, d. i. reiner, tonfreier Sand, Kies, kleines Gerölle, also Bodengattungen, welche direkt mit der Wurfschaufel zu gewinnen, d. h. zu lösen sind.

2. Kat.: Stichboden. Hierher gehören Gartenerde (Humus), Torf, sandiger Letten (Ton) und feuchter Lehm (Löß), Böden, welche sämtlich mit der Stichschaufel (Grabscheit — Spaten) zu gewinnen sind.

3. Kat.: Stich- und Hauboden, zu welchen insbesondere fetter, reiner Letten und trockener, fetter Lehmboden (also mit sehr wenig Sandbeimengung) zu zählen sind. Zur Lösung dieses Bodens muß zum Teil die Stichschaufel, zum Teil die Spitzhaue (der Krampen) oder die Breithaue verwendet werden.

4. Kat: Hau- oder Hackboden. Das sind verwitterte Felsarten (weiche Sandsteine, kleine brüchige Schiefer), durch lehmige Bindemittel fest gelagerter Kies- und Geröllboden, die man nur mit der Spitzhaue zu lösen imstande ist.

5. Kat.: Brechgestein. Lockerer, geschichteter Felsboden, der mit Brechstangen, Schlegel und Eisen (Fäustel und Meißel oder Keile) gelöst werden kann.

Eine Hauptbedingung für die Lösung des Bodens dieser Kategorie ist die, daß die zu brechenden Felsplatten nicht verspannt sind, sondern auf einer Seite ein Abschieben des abgetrennten Felsplattenblockes ermöglicht ist.

Aus diesem Grunde wird die Lösung mittels Brechen nur in offenen, breiteren Einschnitten, an Tallehnen, in Steinbrüchen, Anschnitten etc. möglich sein, während dasselbe Gestein bei Aushub in beschränkten Räumen (Fundamentgruben) bereits in die nächste Kategorie zu zählen sein wird. Der Vorgang des Lösens mittels Brechstangen oder mittels Schlegel und Eisen ist ein allgemein bekannter. Die Lösung mittels Keile wird in der Weise bewirkt, daß man in gewissen Entfernungen an der Oberfläche der Felsplatten längliche Löcher (Fig. 105 *a b c d*) einmeißelt, in welche eiserne Keile *k* eingestellt werden und durch kräftige Schläge infolge des Eindringens des Keiles ein Zerreißen (Zersprengen) der Felsplatte nach der Linie *k u* bewirkt wird.

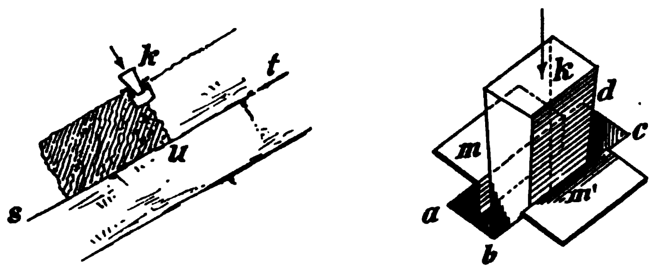


Fig. 105. Abkeilen von Felsbänken.

Um ein Einbeißen des Keiles in die Längsseiten *a a* und *b c* des Loches zu vermeiden, werden zwei Lappen (Winkelbleche) *m m'* aus starkem Eisenblech eingehängt.

6. Kat.: Brech- und Schußgestein. Hierher gehören Felsböden der 5. Kat., in geschlossenen Bänken (verspannt) gelagert, bei deren Lösung teilweise Sprengmittel angewendet werden müssen.

7. Kat.: Schußgestein. Hierher gehört der dichteste, ungeschichtete und härteste Felsboden, der nur durch Sprengen gelöst werden kann.

Diese 7 Kategorien können allgemein auch in 2 Hauptgruppen zusammengefaßt werden, und zwar:

a) Erdböden (Kat. 1—3 und 4 zum Teil).

b) Felsböden (Kat. 5—7 und 4 zum Teil).

Nachdem die Manipulation bei Lösung des Bodens der Kat. 1—5 wohl keiner näheren Erläuterung bedarf, soll nur in Kürze einiges über den Vorgang beim „Schießen“ (Sprengen) erwähnt werden. Behufs Lösung des Felsens mittels Sprengens ist die Anbringung eines oder mehrerer Bohrlöcher notwendig.

Das Bohren geschieht mittels stählerner Bohrer oder Bohrstangen und dem Bohrfäustel. Der Bohrer für kleine (nicht tiefe) Löcher besteht aus einem Rundeisen (Fig. 107), das am unteren Ende etwas verbreitert und mit einer

Schneide (gestählt) versehen ist. Wenn d den Durchmesser des Rundeisens bedeutet, so wird die Schneide in der Regel $\frac{4\,d}{3}$ breit geschmiedet.

Das Bohrfäustel besteht aus einem Hammer mit zwei geraden, ebenen, quadratischen Bahnen von 4,5—10 kg Gewicht (1—3 männige Arbeit), der an einem kurzen, kräftigen Stiel, aus nicht sprödem Holz verfertigt, sitzt (Fig. 106).

Bei großen Bohrlochdurchmessern und Tiefen werden nur lange und schwere Bohrstangen verwendet, welche von mehreren Männern gehoben und auf das Gestein frei fallen gelassen werden. Dieselben wirken also nur durch ihr Gewicht und ist ihre Spitze zumeist als Kreuz- oder Kronenmeißel ausgestaltet (Fig. 107).

Nach jedem Schlage wird der Bohrer vom Gesteingrund abgehoben und etwas gedreht, von Zeit zu Zeit etwas Wasser in das Bohrloch gegossen und nach einer Reihe von Schlägen der Bohrer herausgezogen und das sich im

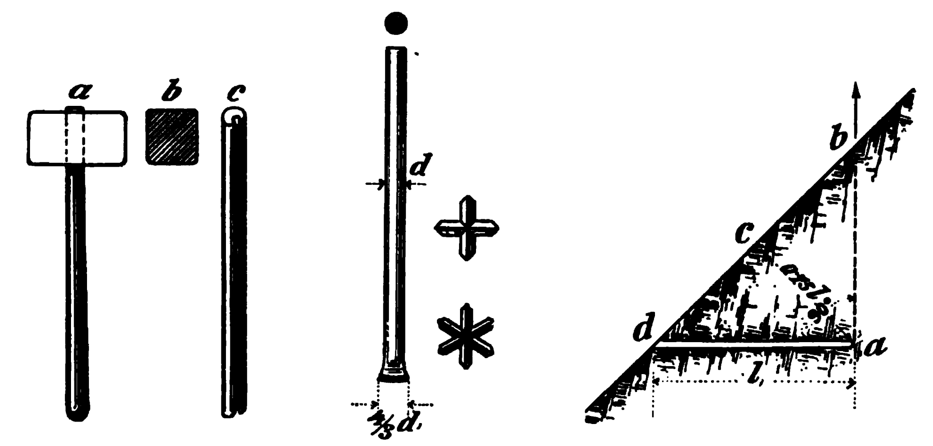


Fig. 106. Fäustel und Ladestock. Fig. 107. Bohrer. Fig. 108. Lage des Bohrloches.

Bohrloch gebildete Bohrmehl (Bohrschmant) mittels eines Raumlöffels entfernt. An einem starken, entsprechend langen Drahte ist an dem einen Ende unter einem Winkel von 90° ein kleines, flaches, kreisrundes Löffelchen aus Eisenblech angeschweißt, während das andere Ende des Drahtes hakenartig umgebogen ist. An diesem Häkchen wird nach Vollendung des Bohrloches ein Wischlappen befestigt und damit das Bohrloch gereinigt und getrocknet.

Die Löcher sollen tunlichst im massiven (unzerklüfteten) Gesteine sitzen, weshalb die Stelle für das Bohrloch vorher durch Anklopfen auszusuchen ist.

Das Bohrloch wird in schräger Richtung in das Gestein abgesenkt, so daß die senkrechte Entfernung (Fig. 108 *a c*) des Bohrlochbodens von der Außenfläche (die kürzeste Widerstandslinie) — die „Vorgabe" genannt — ca. $^3/_4$ der Bohrlochtiefe l beträgt und die Auswurflinie (*a b*) gleich der Bohrlochlänge (l) ist. (Die Vorgabe beträgt bei Schwarzpulver $^1/_8$—$^2/_8$ l, bei Guhrdynamit $^2/_8$—1 l, bei Gelatinedynamit $^3/_4$—$1^1/_2$ l.) Der durch die Linie *a d* ausgeworfene oder doch stark gelockerte Gesteinskörper (Kegel) heißt „Minentrichter".

Kurzklüftiges, zähes Gestein erfordert (ausgenommen größere Massensprengungen) 300 mm tiefe und 30 mm weite Bohrlöcher, weniger zähes Gestein

40 cm tiefe und 26 mm weite Löcher, endlich festes Gestein 60 cm tiefe und 24 mm weite Bohrungen. Nach F. v. Rziha sollen nachstehende Bohrlochdurchmesser gewählt werden:

Bohrlochtiefe	Schwarzpulver	Dynamit
$l = 300$— 500 mm	$d = 30$ mm	$d = 24$ mm
$l = 500$— 800 „	$d = 37$ „	$d = 28$ „
$l = 800$—1200 „	$d = 45$ „	$d = 35$ „

Die verwendeten Sprengmittel sind feste oder flüssige Explosivstoffe, welche die Eigenschaft haben, durch Entzündung oder Schlag sich in kaum meßbarer Zeit in den gasförmigen Aggregatzustand zu verwandeln, bei welchem chemischen Prozeß viel Wärme frei wird, durch welche die gebildeten Gase eine so hohe Ausdehnung (Expansion) erlangen und auf die Wände des Vergasungsraumes (Bohrloch, Minenkammer) einen so bedeutenden Druck ausüben, daß eine Lockerung oder aber eine Zerstörung und Auswerfung der umgebenden Massen (z. B. des Gesteines) erfolgt. Diese Sprengmittel können entweder mechanische Gemenge solcher Substanzen bilden, welche zumeist durch Entzündung die oben angedeutete Explosionserscheinung zeigen. Hierher gehört unter anderen das aus Schwefel, Salpeter und Kohle bestehende Schwarzpulver. Eine andere Hauptgruppe der Sprengmittel, zu welcher insbesondere das Dynamit gehört, sind zumeist Kohlehydrate (Zellulose, Glyzerin, Zucker etc.), welche durch entsprechende Behandlung mit Salpetersäure und Schwefelsäure in explosive Nitroverbindungen übergeführt werden.

Je nach der Dauer der Explosion, bezw. also der Zeit, welche zur Aggregatveränderung notwendig ist, unterscheiden wir sehr brisante und weniger brisante Explosivstoffe. Um einen diesbezüglichen populären Vergleich zu schaffen, sei hier bemerkt, daß von einer aus Schwarzpulver oder Dynamit gebildeten Rolle von 20 mm Durchmesser in einer Sekunde im ersten Falle 3—5 laufende Meter, im zweiten Falle 5000 laufende Meter abbrennen resp. explodieren.

Die Kraftäußerung beider Stoffe wird daher eine wesentlich verschiedene sein. Schwarzpulver wird mithin mehr als Treibmittel, Dynamit hingegen als Sprengmittel verwendet werden können. Für stärker zerklüftetes Gestein ist die Verwendung von Schwarzpulver nicht rationell, indem die sich langsamer entwickelnden Gase ausblasen oder in den Klüften sich verteilend an Expansionskraft sehr einbüßen; Schwarzpulver erzeugt endlich zumeist nur große Sprengstücke.

Zu den fulminanten, also am raschesten wirkenden Explosivstoffen gehört unter anderen das Knallquecksilber, welches jedoch nicht als Spreng-, sondern bloß als Zündstoff in Form der Zündhütchen Verwendung findet.

Das heute zumeist gebrauchte Sprengmittel, das Dynamit, besteht aus Nitroglyzerin, mit welchem an und für sich sehr leicht explodierbaren flüssigen Sprengmittel Holzmehl (Zellulose) und Kieselgur (Erde aus Infusorienkalkschalen) getränkt werden, wodurch eine knetbare, teigige Masse entsteht, die

zumeist auch mit Salpeter vermengt nicht mehr gefährlich ist, durch Flamme entzündet ganz ruhig abbrennt und nur durch Schlag explodiert.

Zur Verminderung der Gefährlichkeit wurde durch Ingenieur A. Nobel vor mehreren Jahren die Überführung des flüssigen Nitroglyzerins in einen gummiartigen Aggregatzustand erfunden — die Sprenggelatine genannt —, welche, im Wasser vollkommen unveränderlich, nahezu die doppelte Kraftäußerung wie das stärkste Dynamit No. I aufweist, endlich durch Zusatz von Kampfer in ihrem Explosibilitätsgrade wesentlich herabgedrückt werden kann. Die von Nobel erzeugten Dynamite werden, ihrer Brisanz nach geordnet, in nachstehenden Sortengruppen erzeugt:

1. Sprenggelatine und Ammongelatine.
2. Kieselgur-Dynamit No. I.
3. Zellulose-Dynamit No. I und II.
4. Dynamit neu No. I, II und III, von welchem die Sorten No. I und II gelatiniertes Nitroglyzerin enthalten, ferner noch Rhexit und Ekrasit.

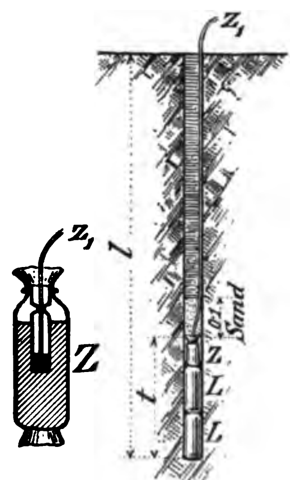


Fig. 109. Bohrlochladung.

Gewöhnliches Nitroglyzerin erstarrt bereits bei $+4^0$ R. (6 C.), Sprenggelatine erst bei 0 Grad.

Im gefrorenen Zustand müssen entweder stärkere Zündhütchen genommen oder das Dynamit in eigenen Blechkästen mit warmem, „nicht mit kochendem" Wasser erweicht werden.

Das Laden des Bohrloches mit Dynamit erfolgt in nachstehender Weise:

In das vom Bohrmehl gereinigte Bohrloch wird eine Ladepatrone L (Fig. 109) (110—130 mm lang und 23—26 mm dick) eingeschoben und mit einem hölzernen Ladestock so fest zusammengepreßt, daß die Pergamentpapierhülle platzt und die plastische Dynamitmasse sich an die Bohrlochwände gut anschließt. Hierauf wird eine zweite und weitere Ladepatrone in ähnlicher Weise eingebracht, bis die nötige Ladungstiefe erzielt ist.

Die Ladungstiefe t soll gleich oder kleiner als $^1/_3$ der Bohrlochtiefe sein $\left(t = \frac{l}{3}\right)$. Ein entsprechend langes Stück einer Zündschnur wird an einem Ende senkrecht scharf abgeschnitten und mit diesem Ende in eine Dynamitkapsel K bis an den Zündsatz reichend eingeschoben, sodann mit einer Kapselzange eingeklemmt, so daß die Zündschnur aus dem Zündhütchen nicht mehr herausgezogen werden kann und wodurch auch eine stärkere Detonation erzielt wird. Diese Kapsel K wird nun in eine eigene kleinere Dynamitpatrone Z (Zündpatrone, 30—50 mm lang und 23—26 mm dick) nach erfolgter Öffnung des einen Endes in die weiche Dynamitmasse so hineingesteckt, daß ein Teil des Zündhütchens herausragt, sodann das Pergamentpapier der Patronenhülse an die Zündschnur festgebunden. In dem Falle, als die Kapsel ganz in der Dynamitmasse liegt, würde die letztere, durch die brennende Zündschnur entzündet, ausbrennen und gar nicht explodieren oder aber die Sprengwirkung wesentlich beeinträchtigt werden.

Die mit Zündhütchen und Zündschnur adjustierte Zündpatrone wird nun vorsichtig in das Bohrloch hinabgeschoben, bis sie auf der obersten Ladepatrone aufsitzt — ein Festpressen ist nicht gestattet, weil sonst die Kapsel in die Dynamitmasse eingetrieben und oben geschilderte Übelstände hervorgerufen würden. Auf die Zündpatrone wird nun ein ca. 10 cm hoher Besatz (Sand, Erde etc.) lose eingefüllt, sodann der übrige Teil des Bohrloches mit einem festen Besatz, bestehend aus Lehm oder lehmigem Sand, mittels eines hölzernen Ladestockes eingepreßt (nicht geschlagen). Das heraushängende freie Ende der Zündschnur wird nun schief abgeschnitten, so daß die freigelegte Seele (die Zündsatzmasse der Schnur) später leicht entzündet werden kann.

Geschieht die Sprengung im Wasser, so ist nur für eine Dichtung der Zündpatrone mittels Pech oder Talg Sorge zu tragen.

Werden zum Zwecke von Massensprengungen (Steinbrüche etc.) größere Dynamitmengen nötig, so können eigene Minenkammern (durch Stollen mit dem offenen Terrain verbunden) angelegt werden; die in Kisten eingebrachten Dynamitmassen werden dann praktisch durch elektrische Zündung zur Explosion gebracht.

In dem gleichen Falle ist elektrische Zündung anzuraten, wenn bei Oberflächensprengungen (seichte Bohrlöcher) mehrere Schüsse auf einmal abgegeben werden sollen, wobei die Entfernung der Bohrlöcher so zu wählen ist, daß sich die zu gewärtigenden Streukegel, also die Minentrichter, zum Teil übergreifen.

Wird Schwarzpulver zur Ladung der Mine benutzt, so ist das Bohrloch sorgfältig auszutrocknen, hierauf die Pulverladung als Patrone oder lose einzubringen. Die Zündschnur muß zum Teil in die Pulvermenge hineinreichen, und wird nun trockener Lehm oder lehmige Erde als Besatz eingebracht und mit einem hölzernen Ladestock fest eingeschlagen, wobei während des Ladens die Zündschnur in eine Rinne des Ladestockes zu liegen kommt. Wird der Besatz nicht sehr dicht komprimiert, so bläst der Schuß aus, d. h. der Besatz wird herausgeschossen und die eigentliche Sprengwirkung damit ganz behoben oder zum Teil beeinträchtigt. Die Besatzhöhe soll mindestens $^2/_3$ der Bohrlochlänge l betragen; die Entfernung b der Bohrlöcher soll bei Schwarzpulver im Maximum $b = {}^3/_4\, l$, bei Gurdynamit $b = l$ und bei Gelatinedynamit $b = 1{,}5\ l$ betragen.

Zur Sprengung eines und desselben Gesteines ist beiläufig 3 mal mehr Schwarzpulver (in kg) notwendig als Gelatinedynamit, und zwar wurden durch Versuche nachstehende effektive Arbeitsleistungen pro Kilogramm Ladung berechnet:

Schwarzpulver	33000	Meter-Kilogramm.
Gurdynamit	75000	"
Gelatinedynamit	84000	"

2. Kosten der Gewinnung.

a) Arbeitserfordernis für den Aushub samt Aufladen.

Je nach der Bündigkeit des Materiales wird der Zeitaufwand zur Lösung eines und desselben Kubikmaßes ein verschiedener sein.

1 m³ gewachsenen, trockenen resp. bergfeuchten Boden zu lösen und aufzuladen erfordert in nicht beengten Räumen, also in offenen Einschnitten bis 2 m Tiefe:

		Arbeitsstunden
Kat. 1.	Loser Sand, Dammerde, kleines Geröll	0,5— 1,0
„ 2.	Leichter Letten, Torf, feuchter Lehm	1,0— 1,6
„ 3.	Fetter Lehm, Letten, Mergel, grober Kies	1,6— 2,4
„ 4.	Verwitterter Fels, Trümmergestein, Gerölle, kleiner Schiefer	2,4— 3,2
„ 5.	Brechgestein	3,2— 4,0
„ 6.	Brech- und Schußgestein	3,5— 6,0
„ 7.	Schußgestein (ungeschichteter Fels: Granit, Granulit, Syenit, Gneis [zum Teil], Grünstein, Porphyr, Melaphyr, Grauwacke, Quarzporphyr, Gabbro, Basalt, Kieselschiefer, Quarzit)	6,0—10,0

α) Kosten des Lösens und Aufladens in offenem Einschnitt und in der ersten Tiefe (bis 2 m).

Zur Berechnung der Kosten wird als Einheit der Tagelohn des Arbeiters (Erdarbeiter, Steinbrecher, Mineure) genommen und die Arbeit in Tagschichten *t*, zu 10 Arbeitsstunden durchschnittlich, ausgedrückt.

So würde also für Kategorie 1—4, in welcher nur Erdarbeiter verwendet werden, notwendig sein:

Kat. 1.	0,05—0,10 t à 160 h.	=	8—16 h. (Heller).
„ 2.	0,10—0,16 „ „ 160 „	=	16—26 „
„ 3.	0,16—0,24 „ „ 160 „	=	26—38 „
„ 4.	0,24—0,32 „ „ 160 „	=	38—52 „

Für die weiteren Kategorien erhalten wir in gleicher Weise:

Kat. 5.	0,32—0,40 t à 200 h.	=	64—80 h.
„ 6.	0,35—0,60 „ „ 240 „	=	84—144 „
„ 7.	0,60—1,00 „ „ 300 „	=	180—300 „

Hierbei sind folgende **minimale** Tagelöhne für Österreich angenommen (120 h. = 1 M.):

Erdarbeiter	160 h. (mindestens Männer 120, Weiber 100 h.)
Vorarbeiter	200 „
Steinbrecher	240 „
Mineur	300 „
Knecht	180 „
1 Pferd exkl. Knecht	400 „
1 Pferd inkl. Knecht	600 „
1 2spännige Pferdefuhre inkl. Knecht	1200 „

Diese Minimallöhne sind jedoch in den meisten Gegenden schon wesentlich größer und stellen sich die oben berechneten Kosten dann dementsprechend höher (siehe die Tabelle am Schlusse des Erdbaues).

β) Kosten des Aushubes von Stollen und Schächten.

1. Kat. 1—4. Die Preise pro 1 m³ Lösen und Laden bei Stollen- und Schachtarbeiten sind 4fach zu rechnen und ist hier für die Beistellung und Abnutzung des Gezähes (Werkzeuges)

bei Kat. 1	$1^1/_2$ %
„ „ 2	2 „
„ „ 3	3 „
„ „ 4	4 „

des Arbeitslohnes dazuzuschlagen.

2. Kat. 5—7. Hier sind die Einheitspreise

bei Kat. 5	5 mal,
„ „ 6	$5^1/_2$ mal,
„ „ 7	6—$7^1/_2$ mal

zu nehmen und ein Zuschlag für das Gezähe

bei Kat. 5	5 %,
„ „ 6	10 %,
„ „ 7	15—25 %

(bei den zwei letzten Kategorien exkl. Sprengmittel) zu rechnen.

Beispiel. Wir hätten den Einheitspreis pro m³ für einen Stollen aushub zu rechnen, der im härtesten Gestein der Kat. 7 vorzutreiben ist:

Das Arbeitserfordernis beträgt pro m³ 10 Stunden, also 1 Tagschicht für offene Einschnitte 3,00 Kr. und für Stollenvortrieb 7,5 × 3,00 Kr. =	22,50 Kr.
Zuschlag für Gezähe 25 % von 22,50 Kr. . . . . =	5,62 „
ergibt einen Einheitspreis von	28,12 Kr.

(ohne Kosten der Sprengmittel).

γ) Weitere Zuschläge zu den Arbeitskosten.

Bei der Beurteilung der Kosten muß berücksichtigt werden, daß bei nassem Erdboden (Kat. 1—3) infolge der Erschwernisse bei der Gewinnung 15 % Aufschlag zuzurechnen sind. Ebenso kann z. B. normal bergfeuchter, lehmiger Erdboden durch große Dürre so hart werden, daß er zeitweilig aus der 2. in die 4. Kategorie eingereiht werden muß.

Kosten des Aufladens.

Das Aufladen des gelösten Bodens in die Schubkarren geschieht zumeist durch einen und denselben Arbeiter, insbesondere bei Kategorie 1 und 2, zum Teil auch bei Kategorie 3. Bei den anderen Kategorien wird das Aufladen von einem zweiten Arbeiter besorgt, die Kosten desselben sind jedoch schon in dem früher erwähnten Arbeitserfordernis inbegriffen. Zu den Lösungskosten der Kategorien 6 und 7 sind noch die Kosten der Sprengmittel zu rechnen, und zwar allgemein bei leichteren Felsarten 18—36 h., bei sehr festen Felsarten 40—60 h. pro m³. Im speziellen wird für Sprengmittel gerechnet:

1. Für offenen Einschnittsbetrieb. An Pulver oder Dynamit werden für 1 m³ zu lösenden Gesteins (mittelgutes Sprenggestein) benötigt:

	Schwarzpulver oder	Dynamit
bei Kat. 6	0,17 kg,	0,09 kg,
„ „ 7	0,53—0,82 kg,	0,22—0,25 kg.

Bedarf an Zündschnur pro 1 m³ Gesteinssprengung:

bei Pulversprengung	für Kat. 6	0,50 lfd. m,
„ „	„ „ 7	1,70 „ „
„ Dynamitsprengung	„ „ 6	0,25 „ „
„ „	„ „ 7	0,85 „ „

Bei Verwendung von Dynamit sind auf 1 kg Dynamit 12 Stück Kapseln zu rechnen. Bei ungünstigem Sprenggestein ist für Pulver und Zündschnur bei Kategorie 7 ein Zuschlag von 25 % zu nehmen.

2. Für Stollen- und Schachtbetrieb. Für Stollen und Schächte sind obige Bedarfsziffern zu verdoppeln.

Abnutzung der Werkzeuge bei offenem Betrieb.

Endlich ist noch für Anschaffung und Abnutzung der Werkzeuge je 5 %, zusammen 10 % des Arbeitslohnes den Einheitspreisen zuzuschlagen. Spaten (Krampen) und Schaufeln bringen die Arbeiter selbst mit. Für schwere Bodenarten werden Brecheisen, Keile, Schlegel, Hämmer etc. vom Bauunternehmer oder bei Regiebauten vom Bauherrn beigestellt und kosten 6—12 h (5—10 Pf.) pro m^3 gelösten Bodenmaterials.

Das Bohrgeräte bei Felssprengungen kostet einschließlich der Erhaltung des Schärfens etc. 12—24 h (10—20 Pf.) pro m^3 zu brechenden Felsmaterials.

Arbeitszeit.

Nachdem die tägliche Arbeitsdauer in den einzelnen Jahreszeiten eine verschieden lange, ebenso der Tagelohn ein sehr differierender ist, so erscheint es, wie eingangs erwähnt, am praktischsten, die allgemeinen Arbeitskosten durch die hierzu notwendigen Arbeitsstunden auszudrücken. Bei Kostenanschlägen werden als Arbeitszeit pro Tag im Durchschnitt des Jahres 10 Stunden angenommen, wobei abzüglich der Feier- (60) und Regentage (25) pro Jahr im Maximum 280 wirkliche Arbeitstage in Rechnung gezogen werden können. Ist die Arbeitszeit eine beschränkte, so rechnet man als tägliche Arbeitszeit für die Monate:

Dezember, Januar und Februar	8	Stunden.
März und November	9	„
April und Oktober	10	„
Mai bis September	12	„

b) Kosten des Abladens (mittels Schubkarren).

Um die Kosten des Abladens (Entleeren) pro 1 m^3 Material zu finden, müssen wir zuerst die Anzahl der Schubkarren kennen, welche notwendig sind, um 1 m^3 gelößten Materials (im gewachsenen Zustande gemessen) aufzuladen und zu transportieren; weiter die Zeit, welche die Entleerung dieser Karren erfordert. Hierbei ist vor allem die Auflockerung und das Gewicht der verschiedenen Bodengattungen ins Auge zu fassen.

α) Auflockerung des Bodens.

Die Vergrößerung des Volumens durch die Lösung des Bodens, welche bei der Berechnung der zu Anschüttungen notwendigen Massen berücksichtigt werden muß, beträgt:

a) bei Sand- und Kiesboden	1— 1,5	%,
b) „ leichter Erde	3	„
c) „ magerem Lehmboden und Mergelbodon . .	4— 5,0	„
d) „ fettem Letten und Lehmboden	6— 7,0	„
e) „ leichtem Fels	8—10,0	„
f) „ mittelfestem Fels	15—17,0	„
g) „ sehr festem Fels	20—25,0	„ .

β) Spezifisches Gewicht der Bodenkategorien.

Dasselbe beträgt 1. im trockenen Zustand:

bei Kat. 1 im Mittel	1,5
„ „ 2 „ „	1,7
„ „ 3 „ „	1,9
„ „ 4 „ „	2,1
„ „ 5 „ „	2,3
„ „ 6 „ „	2,6
„ „ 7 „ „	2,8

2. im nassen Zustand:

Bodenkategorie	Zuschlag in Prozenten:		
	feucht	naß	triefend
Kat. 1—3	20	30	45
„ 4	13	17	26
„ 5—7 kleine Felsstücke	9	13	17
„ 5—7 mittlere „	5	7	10
„ 5—7 große „	3	4	7

Es ergibt sich nunmehr:

γ) Die Anzahl der Schubkarren pro m³ gewachsenen Bodens wie folgt:

Der Inhalt eines Schubkarrens kann je nach dem Material und der Auflockerung in Österreich $^1/_{14}$—$^1/_{20}$ m³, d. i. 0,07—0,05 m³ betragen, d. h. es gehen 14—20 Schubkarren auf 1 m³ gelösten Bodens. In Deutschland werden auch kleinere Schubkarren mit 0,032—0,025 m³ Fassungsraum verwendet. Im Durchschnitt der etwas im Fassungsraum variierenden Schubkarren erfordert das Aufladen von 1 m³:

bei Kat. 1	14,0 Karren,
„ „ 2	15,0 „
„ „ 3	16,0 „
„ „ 4	17,0 „
„ „ 5	17,5 „
„ „ 6	18,0 „
„ „ 7	18,5—20,0 Karren.

Wird im Durchschnitt der Zeitaufwand für das Entleeren von 1 Schubkarren mit $1^1/_2$ Minuten angenommen, so berechnet sich die

δ) Zeit zum Entleeren (Abladen) der Schubkarren pro m³:

bei Kat. 1	0,35 Stunden
„ „ 2	0,38 „
„ „ 3	0,40 „
„ „ 4	0,43 „
„ „ 5	0,44 „
„ „ 6	0,45 „
„ „ 7	0,48 „

3. Transportkosten.

a) Auf horizontaler Bahn.

Die Transportkosten werden ausgedrückt durch die Kosten der Arbeitszeit, welche während der Hin- und Rückfahrt (Gewinnungs- und Verwendungs- oder Deponierungsort) des Arbeiters verloren geht. Zu dieser Berechnung ist die Kenntnis folgender Faktoren notwendig:

1. die Anzahl der Fahrten hin und zurück,
2. die mittlere Fahrgeschwindigkeit,
3. die Länge des Weges zwischen Gewinnungs- und Ablagerungsort.

ad 1. Die Anzahl der Fahrten ist bestimmt durch die notwendige Anzahl der zur Ladung von 1 m^3 gewachsenen Bodens notwendigen Schubkarren.

ad 2. Dividiert man die Länge des Tour- und Retourwegs in Metern durch die zur Hin- und Rückfahrt gebrauchte Zeit in Sekunden, so ergibt dies die **mittlere** Geschwindigkeit v. Hierbei ist zu berücksichtigen, daß der Arbeiter mit dem beladenen Karren hin langsamer fahren wird, als zurück mit dem leeren Schubkarren.

Bei Annahme eines horizontalen Transportweges wurde die mittlere Geschwindigkeit nach verschiedenen Versuchen mit $v = 0{,}83$—$1{,}00$ m gefunden.

Nehmen wir durchschnittlich $\boldsymbol{v = 0{,}95}$ an und ist allgemein

t_m die Transportweite in Metern,
a die Anzahl der Schubkarren pro m^3,
v_m die mittlere Geschwindigkeit pro Sekunde in Metern,
c^{m^3} die Anzahl der zu transportierenden m^3,

so brauchen wir, um c^{m^3} Erde zu transportieren, $a \,.\, c^{m^3}$ Karrenfüllungen, welche wir jedesmal hin und zurück auf eine Strecke von $2\,t_m$ zu durchfahren haben. Wir erhalten also zusammen für c^{m^3} einen Gesamtweg von $T = 2\,t_m \,.\, a \,.\, c^{m^3}$. Nachdem der Arbeiter pro Sekunde v_m zurückgelegt, so braucht er für obige Weglänge T im ganzen

$$\text{die Zeit } Z = \frac{2\,t \,.\, a \,.\, c}{v} \text{ Sekunden, oder } Z = \frac{2\,t \,.\, a \,.\, c}{3600^{\,sec.} \,.\, v} \text{ Stunden,}$$

oder anders geschrieben: $Z = \frac{2 \,.\, a}{3600\,v} \,.\, t \,.\, c$ Stunden.

Setzt man $t_m = c^{m^3} = 1$, so erhält man: $Z^{m^3} = \frac{2 \,.\, a}{3600 \,.\, v}$, d. h. die Zeit in Stunden ausgedrückt, welche notwendig ist, um 1 m^3 Erde 1 m weit zu transportieren. Setzen wir in diese Formel für die Kat. 1 $a = 14$ Karren, $v = 0{,}95$ m,

so ist $$Z = \frac{2 \,.\, 14}{3600 \,.\, 0{,}95} = \mathbf{0{,}0082} \text{ Stunden.}$$

De facto wird man auf 1 m weit mit Schubkarren nicht fahren, doch wird man diesen Faktor einfach mit der jeweiligen Transportweite t und Aushubmenge c zu multiplizieren haben.

Wir erhalten in gleicher Weise für die einzelnen Kategorien die Transportkosten pro m^3 in Arbeitsstunden ausgedrückt:

für Kat. 1 . . . . 0,0082 Stunden,
" " 2 . . . . 0,0088 "
" " 3 . . . . 0,0094 "
" " 4 . . . . 0,0100 "
" " 5 . . . . 0,0102 "
" " 6 . . . . 0,0105 "
" " 7 . . . . 0,0108 " .

Stellt man nun in übersichtlicher Weise die gewonnenen Zahlen zusammen, so erhalten wir nachstehende Tabelle:

Tabelle über die Arbeitskosten in Arbeisstunden pro m³ Aushub und pro lfd. Meter horizontalen Schubkarrentransportes.

Bodenkategorie	Aushub und Aufladen Stunden pro m³	Ausladen Stunden pro m³	Aushub, Auf- und Abladen zusammen Stunden pro m³	Transportkosten pro m³ auf 1 m Distanz in Stunden
1	0,5— 1,0	0,35	0,85— 1,40	0,0082
2	1,0— 1,6	0,38	1,40— 2,00	0,0088
3	1,6— 2,4	0,40	2,00— 2,80	0,0094
4	2,4— 3,2	0,43	2,80— 3,60	0,0100
5	3,2— 4,0	0,44	3,60— 4,40	0,0102
6	3,5— 6,0	0,45	4,00— 6,50	0,0105
7	6,0—10,0	0,46	6,50—10,50	0,0108

Beispiel: Von einem Aushub kommt speziell ein später anderweitig zu verwendender fetter Letten im Ausmaße von 300 m³ zur Verführung; derselbe soll 100 m vom Gewinnungsorte entfernt vorläufig deponiert werden. Dieser Boden gehört also zur Kat. 3.

Der Tagelohn beträgt für Handlanger (Erdarbeiter) 1,60 Kr. Nach der Tabelle würde der Arbeitsaufwand für Aushub, Auf- und Abladen für dieses Material im ungünstigsten Falle pro m³ 2,8 Stunden, also für 300 m³ **840** Stunden betragen.

Zum Transportieren von 1 m³ auf 1 m Distanz braucht man 0,0094 Stunden, also von 300 m³ auf 100 m Distanz $0{,}0094 \times 300 \times 100 = \mathbf{192}$ Stunden. Das gesamte Arbeitserfordernis ist daher $840 + 192 = \mathbf{1032}$ Arbeitsstunden. Rechnen wir pro Tag 10 Stunden an, so ergibt dies rund **103** Arbeitstage oder Tagschichten à 1,60 Kr.

Es resultiert somit als Gesamtkosten der Arbeit der Betrag von 164,80 Kr., d. h. also pro m³ Letten-Aushub samt Verführung auf 100 m Distanz der Einheitspreis von $\frac{16480 \text{ h.}}{300 \text{ m}^3} = 55$ h.

α) Mittlere Transportweite auf horizontaler Bahn.

Nehmen wir beispielsweise den Fall an, wir hätten die Herstellung eines Weges oder Grabens, der halb im Einschnitt, halb in der Anschüttung gelegen ist, vor uns, so werden wir das gewonnene Material gleich mit der Schaufel auf den seitwärts gelegenen Depotplatz werfen können, ohne dasselbe verführen zu müssen. Selbst ein doppelter Schaufelwurf ist noch in den früher

entwickelten Kosten für Lösen und Aufladen enthalten. Beträgt die Entfernung über 6 m, also mehr als ein doppelter Schaufelwurf, so wird die Verführung mit Schubkarren unbedingt Platz zu greifen haben, und wird eigentlich die Verführungsdistanz jeder einzelnen Schubkarrenladung eine verschiedene sein.

Die mittlere Transportweite für die ganze Erdbewegung jedoch ist gleich der Distanz der Schwerpunkte zwischen Ab- und Auftrag.

β) Transportart.

Die Art des Transportes richtet sich zumeist nach der Größe der mittleren Transportweite, zum Teile auch nach dem Quantum des zu verführenden Erdreichs. Nach den gemachten Erfahrungen können mit Rücksicht auf die Bauökonomie nachstehende Grenzen für horizontale Bahn angenommen werden:

a) Bis **3** m der einfache Schaufelwurf; in einzelnen Fällen kann auch durch doppelten Schaufelwurf (einmaliges Überwerfen) bis 6 m ohne Verführung gegangen werden.

b) **6—120** m Schubkarrentransport bei kleinen Aushubmengen, schwer zugänglichen Transportstellen kann ausnahmsweise selbst bis 250 m mit Schubkarren verführt werden. Zu dieser Arbeit ist 1 Mann notwendig (günstigstes Ladegewicht = 60 kg), eventuell werden zum Lösen 1 Mann und zum Laden und Verführen 1 Mann, bei großen Arbeiten zusammen 3 Mann benötigt;

c) **120—250** m Handkippkarrentransport (ausnahmsweise wie ad b) bis 500 m, hierzu notwendig 2—4 Mann).

d) **250—750** m Pferdekippkarrentransport (1—2spännig) eventuell bis 1400 m.

e) **750—5000** m Pferdekippkarrentransport auf Rollbahnen und für Aushubmengen von mindestens 40000 m^3.

f) Über **5000** m Verführungsdistanz und bei Massen über 100000 m^3 tritt rationell Lokomotivförderung mit Lowrys ein.

γ) Kostenzuschläge für Anschaffung und Erhaltung der **Fahrbahn** und Fördermittel.

Dieselben werden mit nachstehenden Prozentsätzen des Arbeitslohnes angesetzt:

a) Schaufelwurf, Zuschlag 0%.
b) Schubkarren (Fahrbahn aus lose gelegten Pfosten), Zuschlag 7% des Arbeitslohnes.
c) Handkippkarren, Zuschlag 15%.
d) Pferdekarren, Zuschlag 25%.
e) Pferdekarren auf Rollbahnen, Znschlag 10%.

Zu letzterem Zuschlag kommen noch die Kosten der Rollbahn selbst. Diese betragen samt Zinsen und Amortisation nach der österreichischen Guldenwährung (1 Gulden = 2 Kronen = 1,7 Mark):

$$K = 0{,}75\ (0{,}0000152\ Q^{m^3} . S^m + 4 . 4\, S^m + 250 \text{ fl.}).$$

Q^{m^3} Menge des zu verführenden Materials.

S^m Länge des Rollbahngeleises, also max. Verführungsdistanz.

Nehmen wir für $S = 1000$ m als beiläufige untere Grenze, wo die Anlage von Rollbahnen noch rentabel ist (sub $e = 750$—5000 m) und $Q^{m^3} = 50000$ m³ als beiläufiges Minimum, so $K = 8115$ Kr. für 1000 m Länge, also $K = 8$ Kr. pro lfd. Meter Geleislänge.

b) Transportkosten auf geneigter Fahrbahn oder für senkrechte Hebung.

α) Transportweite.

Die Transportweite auf kleineren Steigungen, wie selbe bei kulturtechnischen Erdarbeiten vorkommen, also auch die Transportkosten bestimmt man in der Weise, daß man zu der Transportweite auf horizontaler Bahn einen der zu bewältigenden Höhe entsprechenden Zuschlag z^m addiert.

In der Baupraxis sind entsprechend der geringeren Leistung eines Arbeiters auf geneigter Bahn nachstehende Zuschläge in Metern üblich: Auf je 100 m horizontaler Transportweite und je 1 m Steigung — also Hebung der Massen — werden

bei Schubkarrentransport	$z =$	10 m,
„ Handkippkarrentransport	$z =$	20 „
„ Pferdekippkarrentransport	$z =$	25 „
„ Pferdekippkarren auf Rollbahnen	$z =$	93 „
endlich beim Lokomotivtransport	$z =$	150 „

zugeschlagen. Es stellt sich also, wenn

S_0 die Transportweite auf horizontaler Bahn,
S_h die Transportweite auf geneigter Bahn,
h die zu ersteigende Höhe pro 100 m Länge bedeutet:

$$S_h = S_0 + z \cdot h.$$

Also für $S_0 = 100$ und $h = 1$ m ist für Schubkarren $S_h = 100 + 10 \cdot 1 = 110$ m.

Hierbei ist zu bemerken, daß erst von gewissen Steigungsgrenzen σ an in den Kostenanschlägen Zusätze für die Hebung der Massen einzusetzen sind, und zwar erfolgt dies:

für Schubkarren bei Steigungen größer als	1 : 20	($\sigma = 0{,}05$),
bei Handkippkarren von	1 : 77	($\sigma = 0{,}0129$),
für Kippkarren auf Rollbahnen mit Menschenbetrieb von	1 : 100	($\sigma = 0{,}0100$),
ferner bei Pferdekippkarren von	1 : 100	($\sigma = 0{,}0100$),
bei Pferdekippkarren auf Rollbahnen von	1 : 150	($\sigma = 0{,}0067$),
endlich bei Lokomotivbetrieb bei Gefällen resp. Steigungen von	1 : 200	($\sigma = 0{,}0050$).

Der obige Zuschlag auf je 100 m Länge und 1 m Hebung wird daher bei geringen Verführungsdistanzen nur dort zur Anwendung kommen, wo man das Material aus tiefen Fundamentgruben zu heben hat. Dies geschieht in der Regel für Fundamentaushübe größer wie 2 m, während bis zu dieser Tiefe eine mittlere Verführungsdistanz von 40 m die maximal zulässige Steigung von $^1/_{20}$ resultiert, somit bis zur Tiefe von 2 m (die sogenannte erste Tiefe) auf die Hebung der Massen keine Rücksicht zu nehmen ist.

β) Günstigste Steigungsverhältnisse.

Die günstigsten Steigungsverhältnisse für die Bergfahrt sind folgende:

1. für Schubkarrentransport . . . . . . 1 : 18 ($\sigma = 0{,}056$),
2. „ Handkippkarrentransport . . . . . 1 : 20 ($\sigma = 0{,}050$),

3. für Pferdekippkarrentransport . . . . . 1 : 25 ($\sigma = 0{,}040$),
4. „ Handkippkarren auf Rollbahnen . . . 1 : 60 ($\sigma = 0{,}017$),
5. „ Pferdekippkarren auf Rollbahnen . . 1 : 80 ($\sigma = 0{,}0125$).

Diesen Steigungen entsprechend sollen auch sowohl die Karrenpfostenbahnen wie die Rollbahnen angelegt werden. Das Gefälle, bei welchem die Rückfahrt mit leerem Gefäße ebenso teuer ist wie die horizontale Förderung der beladenen Gefäße, beträgt:

ad 1. 1 : 12 ($\sigma = 0{,}083$),
„ 2. 1 : 17 ($\sigma = 0{,}060$),
„ 3. 1 : 20 ($\sigma = 0{,}050$),
ad 4 u. 5. 1 : 60 ($\sigma = 0{,}017$).

Für die verschiedenen Transportweisen ergibt sich nachstehende Transportkosten-Tabelle in österreichischer Währung (1 Heller = 0,8 Pfennige).

Kosten des Transportes von 1 m³ gelösten Bodens samt Entleerung der Gefäfse für diverse Transportarten bei Annahme eines Tagelohnes von 160 h. und Horizontaltransport.

Transport-weite	Schub-karren	Hand-kippkarren	Pferde-kippkarren	Loren mit Menschen-betrieb	Loren mit Pferden	Transport mit kleinen Lokomotiven
m	Heller (ö. W.) pro m³:					
10	8	6	—	—	—	—
50	14	12	—	8	—	—
100	24	16	—	9	9	—
150	32	22	—	10	10	—
200	44	30	—	14	14	—
300	64	40	54	15	16	18
500	—	60	70	22	18	20
1000	—	120	106	40	30	32
2000	—	—	180	76	60	58
3000	—	—	254	—	108	96

Bei geneigter Fahrbahn können allgemein nachstehende Zuschläge gegeben werden:

Für Gefälle von . . . . 5 ‰ 10 ‰ 20 ‰ 33 ‰
ist zur Transportweite ein Zuschlag zu geben,
der pro Meter zu ersteigender Höhe beträgt 5 m 10 m 25 m 40 m.

4. Kosten diverser Nebenarbeiten.

Für verschiedene, bei kulturtechnischen Projektsdurchführungen vorkommende Nebenarbeiten können folgende Kosten, ausgedrückt in Arbeitsstunden, eingesetzt werden:

a) Dammstampfung, in einfacher Weise hergestellt . . . . . . pro m³ 0,50 Stunden
b) Dammstampfung, sorgfältig hergestellt in 10—20 cm starken Schichten aus lehmigem, sandigem Material (40 % Lehm und 60 % Sand), Anfeuchten jeder Schicht etc. inkl. Material-

gewinnung { bei Handstampfen . . . . pro m³ 80 Heller
bei Walzen (Pferdebetrieb) . „ „ 30 „

Diese letzteren Einheitspreise sind maßgebend nur bei wasserdicht herzustellenden Stauweiherdämmen.

c) Planieren größerer horizontaler Flächen bei leichtem Boden . . pro m² 0,05 Stunden
d) „ von Böschungen bei leichtem Boden . . . . . . „ „ 0,10—0,20 Std.
e) „ „ „ „ schwerem Boden . . . . . . „ „ 0,20—0,40 „
f) „ „ „ „ felsigem Boden . . . . . . „ „ 0,60—1,30 „
g) „ auf 20 cm mittlere Aushubtiefe bei Lettenboden . . „ „ 0,11—0,13 „
h) „ „ 20 „ „ „ „ Lehmboden . . „ „ 0,06—0,08 „
i) „ „ 20 „ „ „ „ Sandboden . . . „ „ 0,04—0,05 „
k) Rasenschälen und in Haufen setzen . . . . „ „ 0,04—0,15 „
l) Rasenlegen samt Anpracken des Flachrasens . . . . „ „ 0,08—0,20 „
m) Planierungen von Böschungen inkl. Belag mit Flachrasen oder mit 20 cm starker Humusschicht, Besäen inkl. Beistellung des Samens und früherer Ablagerung des Humusbodens . . . . „ „ 0,50—0,75 „
(NB. Preise für Kopfrasen ca. 3 mal größer.)
n) Terrain von Gestrüpp, Strauchwerk und dergleichen reinigen, das Holz in Haufen setzen . . . . „ „ 0,50 h
o) Reinigung des Terrains für die Dammschüttung durch Ausroden einzelner Baumstämme pro Meter Baumstärke (in Brusthöhe gemessen) . . . . „ „ 30,00 „
p) Desgleichen Hecken ausroden . . . . pro lfd. m 0,50 h.

II. Kubatur-Ermittelung und Massenverteilung.

1. Kubatur-Ermittelung.

Die Berechnung der Größe (Masse) der Erdbewegung kann erfolgen:

a) aus den Querprofilen und Längenprofilen

bei Erdarbeiten mit vorherrschender Längsrichtung, also Wegen und Straßen, breiten, offenen Gräben, Bachregulierungen etc.

Man rechnet oder planimetriert die einzelnen Flächen der Auf- und Abträge (Dämme und Einschnitte) in den Querprofilen und stellt diese Daten nebst den Entfernungen der Querprofile in eine Massentabelle ein, berechnet sodann die Erdkörper zwischen je 2 Querprofilen, indem man das arithmetische Mittel der zwei aufeinander folgenden Flächen mit der Distanz, welche das Längenprofil ergibt, multipliziert.

Aus dieser Tabelle (Seite 170 und 171) können auch rechnerisch die Massenverteilungen sowie die Transportweiten bestimmt werden, doch ist diese Art der Darstellung keine übersichtliche. In nachfolgendem Beispiele ist die Form der Massentabelle sowie die Art der Berechnung veranschaulicht. Entsprechender, leichter und übersichtlicher wird die Kubaturberechnung und Massenverteilung

b) aus den Querprofilen und dem Flächenprofil,

indem man die aus den Querprofilen berechneten Auf- und Abtragsflächen in Form eines Flächenprofiles graphisch zeichnet (Tafel VI und VII). Zu diesem Behufe trägt man übereinstimmend mit dem Längenprofil auf einer

parallel zur Planumlinie separat gezogene Vergleichslinie AB (Tafel VI) die Flächen der Auf- oder Abträge als Ordinaten derart auf, daß die Einschnittsflächen oberhalb, die Dammflächen unterhalb dieses Horizontes zu liegen kommen. Wenn wir nun die so entstehenden, ober- und unterhalb der Linie AB liegenden Flächen berechnen, so erhalten wir direkt die Kubaturen der Einschnitte und Dämme. Fassen wir beispielsweise das zwischen Profil 0 und 1 gelegene Trapez ins Auge, so erhalten wir als arithmetisches Mittel der beiden parallelen Seiten $\frac{51 + 39{,}6 \text{ m}^2}{2} = 45{,}3 \text{ m}^2$; dieses Mittel (mittlere Fläche), multipliziert mit der Entfernung 20 m, gibt 906 m³ als Kubatur der Profilstrecke 0—1. Kommen in einem Querprofil Auf- und Abtrag zugleich vor, dann wird dies im Flächenprofil ebenfalls in klarer Weise zum Ausdrucke gelangen. So ist aus Tafel VI und VII zu ersehen, daß der im Querprofil 4 gleichzeitig vorhandene Auf- und Abtrag auch im Flächenprofil durch Übereinandergreifen der Auf- und Abtragsfläche sich darstellt.

Wir sehen daher weiter, daß bei wechselnden Auf- und Abtragsmassen, wie dies zumeist bei Weganlagen vorkommt, es sich stets empfehlen wird, das graphische Flächenprofil zu zeichnen, statt die früher erwähnte geschriebene Massentabelle zu entwerfen, welche sich natürlich in jenen Fällen als vorteilhafter erweisen wird, wo es sich um vorherrschenden Aushub (z. B. bei Anlage eines offenen Grabens, einer Bachregulierung etc.) handelt.

c) Kubatur-Ermittelung von Planien und dergleichen.

Die Berechnung des Inhaltes solcher Körper, bei welchen die Länge gegenüber dem Breitenausmaße nicht wesentlich abweicht, also z. B. bei gewöhnlichen Planien, seichtem Teichaushub (künstlicher Herstellung von kleinen Sammelteichen durch Aushub), Umgestaltung der Erdoberfläche bei Bewässerungsanlagen etc., wird am raschesten aus Schichtenplänen erfolgen.

α) Flächennivellement.

Zu diesem Behufe wird zuerst ein sogenanntes Flächennivellement durchgeführt, die Niveaukoten (Seehöhen oder Koten bezogen auf einen beliebig angenommenen Vergleichshorizont) in eine Kopie der Katastralmappe (1 : 2880 in Österreich, 1 : 5000 in Deutschland) eingetragen und nun daraus der Höhenschichtenplan konstruiert.[1])

Kann man die Katastralmappe nicht benutzen und handelt es sich vielleicht nur um die Planie einer einzigen großen Fläche, so wird man entweder die ganze Fläche tachymetrisch aufnehmen oder auf dieser ein Netz von Quadraten abstecken und die Kreuzungspunkte annivellieren.[2]) Sind die Höhenunterschiede (Koten) nur gering, so wird man einfach das arithmetische Mittel der Koten bilden und von der Kote des Planiehorizontes abziehen,

---

[1]) Man wird hierbei von jeder Absteckung von Achsen- und Hilfslinien absehen und direkt nur die Parzellengrenzen benutzen können, längs dieser die Zwischennivellementspunkte bestimmen und auf diese Weise ein dem Zwecke entsprechend dichtes Netz von Terrainkoten gewinnen. Dies setzt eine nicht bedeutende Größe der einzelnen Parzellen voraus.

[2]) Bei sehr kupiertem Terrain wählt man 20 m, bei ebenem, gleichförmigem Terrain 40 m als Seitenlänge des Quadratnetzes.

Massentabelle

Profil-No.	Stationierung m	Distanz m	Abgrabung: Flächen einzeln m²	Abgrabung: Flächen zusammen m²	Abgrabung: Flächen verglichen m²	Abgrabung: Masse m³	Anschüttung: Flächen einzeln m²	Anschüttung: Flächen zusammen m²	Anschüttung: Flächen verglichen m²	Anschüttung: Masse m³
1	0		6,4				·			
		20		48,6	24,3	486,0		·	·	·
2	+ 20		42,2				·			
		20		118,6	59,3	1186,0		·	·	·
3	+ 40		76,4				·			
		20		107,0	53,5	1070,0		·	·	·
4	+ 60		30,6				·			
		20		51,4	25,7	514,0		·	·	·
5	+ 80		20,8				·			
		20		30,4	15,2	304,0		·	·	·
6	+ 100		9,6				0,0			
		4		9,6	4,8	19,2		6,3	3,1	12,4
7	+ 104		0,0			3579,2	6,3			
		50		·	·			21,7	10,9	545,0
8	+ 154		·				15,4			
		40		·	·	·		35,8	17,9	716,0
9	+ 194		·				20,4			
		50		·	·	·		65,8	32,9	1645,0
10	+ 244		·				45,4			
		3 / 40		1,2	0,6	1,8		63,9	31,9	1276,0
11	+ 287		1,2				18,5			
		60		9,8	4,9	294,0		26,0	13,0	780,0
12	+ 347		8,6				7,5			
		60 / 20		33,1	16,5	990,0		7,5	3,8	76,0
13	+ 424		24,5				·			5050,4
		50		72,8	36,4	1820,0		·	·	
14	+ 474		48,3				·			
		50		101,0	55,5	2775,0		·	·	·
15	+ 524		52,7				·			
		50		91,2	45,6	2280,0		·	·	·
16	+ 574		38,5				·			
		50		64,2	32,1	1605,0		·	·	·
17	+ 624		25,7				·			
		50		36,2	18,1	905,0		·	·	·
18	+ 670		10,5				·			
		50		14,6	7,3	365,0		·	·	·
19	+ 720		4,1				·			
		6		4,1	2,0	12,0		·	·	·
20	+ 786		0,0			11047,8	·			
Im ganzen				·	·	14627,0	·	·	·	5050,4

(Kubaturausweis.)

Überschuß:				Material-Disposition	Anmerkungen.
Ab-grabung	An-schüttung	Ab-grabung	An-schüttung		
einzeln		zusammen			
m³		m³			
486,0	·	·	·		Bei der Berechnung des Überschusses ist die Volumenvermehrung des Einschnittmaterials in Rechnung zu stellen, was bei nebenstehendem Beispiel nicht berücksichtigt erscheint.
1186,0	·	·	·		
1070,0	·	·	·		
514,0	·	·	·		
304,0	·	·	·		
6,8	·	3566,8	·		
·	545,0	·	·	3566,8 m³ Einschnittsmaterial ↓ sind auf maxim. 140 m zu verführen.	
·	716,0	·	·		
·	1645,0	·	0,0		
·	1274,2	·			
·	486,0	·	1099,4	1099,4 m³ sind auf max. 100 m ↑ zu verführen.	
914,0	·	·	·		
1820,0	·	·	·		
2775,0	·	·	·		Die genaueren Verführungsdistanzen können aus dem Längenprofil entnommen werden.
2280,0	·	·	·		
1605,0	·	·	·		
905,0	·	·	·		
365,0	·	·	·		
12,0	·	9576,6	·	9576,4 m Abgrabung bleiben unverwendet, sind daher zu deponieren oder ist damit ein anderer Damm zu decken.	
9576,6	·	9576,6	·		

dadurch die mittlere Planietiefe erhalten, welche mit der Planiefläche multipliziert die Kubatur des Planieaushubes ergibt. Sind die Höhenunterschiede bedeutender, dann muß zur Konstruktion eines Schichtenplanes geschritten werden.

β) Konstruktion des Höhenschichtenplanes.

Man konstruiert durch Interpolation zwischen je 2 Terrainkoten die Punkte gleicher Höhe und durch Verbindung derselben die Schichtenlinien, Terrainkurven, Isohypsen, Horizontalkurven genannt. Eine einfache Methode der Interpolation der Höhenpunkte besteht in nachstehendem: Man zeichnet sich auf Pauspapier eine Reihe paralleler Linien, welche man wie die Teilstriche eines Maßstabes bezeichnet. Die Entfernung dieser parallelen Linien, deren man ca. 20 zeichnet, ist eine beliebige, von der Größe des Maßstabes und dem Höhenunterschiede der Koten des Planes teilweise abhängige. Für den Katastralmaßstab 1:2880 dürfte 5 mm beispielsweise entsprechen. Diese || Linien bezeichnet man jeweilig von 0—10 bezw. 0—1—2, wie die Teilstriche eines Maßstabes. Handelt es sich nun darum, zwischen 2 Punkten m und n (Fig. 110), deren Koten 120,65 bezw. 121,42 m sind, die vollen Koten (zehntel und ganze Meter) zu interpolieren, d. h. also die Kotenpunkte 120,70, 120,80, 120,90, 121,00—121,40 zu bestimmen, so legt man den durchsichtigen Maßstab so über die beiden Punkte m und n, daß die letzteren in die entsprechenden Stellen des Maßstabes fallen, und sticht dann mit einer Pikiernadel auf ihrer Verbindungslinie die Punkte durch, in denen sie von den Transversallinien 0,7, 0,8, 0,9, 1,0 geschnitten wird. Diese Methode beruht also auf dem Prinzipe des Tranversal-Maßstabes. Statt des Pauspapieres kann auch ein einfacher Apparat, ein „Schichtensucher“, Schichtenzeichner oder Isohypsograph verwendet werden, der auf demselben Prinzip beruht.

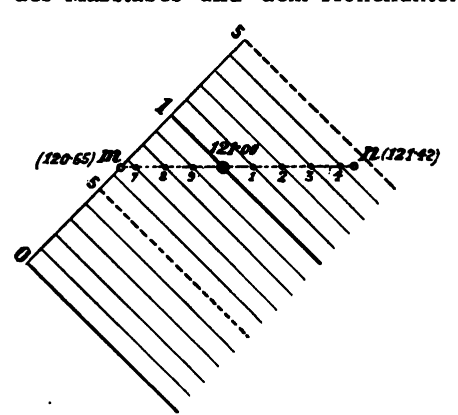


Fig. 110. Schichtenmaßstab.

Der Schichtensucher (Fig. 111) besteht aus einem Dreiecke D, welches an beiden Seiten mit Teilungen versehen ist, und aus einem Winkellineal ABC, dessen bewegliche Schenkel man mittels einer entsprechend konstruierten Druckschraube B unter einem beliebigen Winkel feststellen kann.

Wenn man längs des Maßstabes einer der Dreieckskanten das Lineal BC verschiebt, so wird sich der bewegliche Arm BA unter einem gegebenen Winkel parallel fortbewegen. Auf dieser Eigenschaft des Winkellineals und auf dem bekannten geometrischen Satze, daß die in einem Dreiecke zu einer seiner Seiten parallel gezogenen Linien die zwei anderen Seiten in demselben Verhältnisse teilen, basiert die Anwendung dieses Instrumentchens zum Interpolieren zwischen je zwei tachymetrischen oder nivellierten Terrainpunkten.

Es seien am Situationsplane zwei Punkte I und II, zwischen welchen das Gefälle als gleichmäßig angenommen wird, mit den Höhenkoten 181,35 m und 179,20 m gegeben. Es sollen nun auf der Verbindungslinie I—II dieser gegebenen Punkte diejenigen Stellen gesucht werden, durch welche die Horizontalschichtenlinien mit den Höhenkoten 179,50, 180,00, 180,50 und 181,00 m zu gehen haben.

Vor allem werden die beiden Punkte durch eine Gerade verbunden. Sonach wird das Dreieck an den Punkt I derart mit dem der Höhenkote dieses Punktes entsprechenden Teilungsstriche (also hier 181,35) gelegt, daß die Kante des Dreieckes mit der Verbindungslinie beider gegebenen Punkte einen Winkel von ungefähr 60° bildet.

Wenn man jetzt das Winkellineal an die Kante des Dreieckes anschließt und den beweglichen Arm AB des Lineals an den Punkt II und den ihm

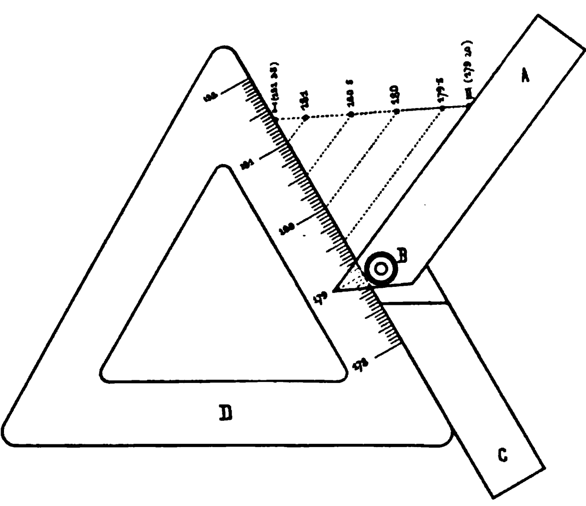


Fig. 111. Schichtensucher.

entsprechenden Teilungsstrich (179,20 des Dreiecksmaßstabes) stellt, so erhält man hierdurch das Konstruktionsdreieck, dessen eine Seite durch die Höhendifferenz der gegebenen Punkte, die zweite durch die Verbindungslinie derselben und die dritte durch den beweglichen Arm des Lineals AB gebildet wird.

Wird nun in diesem Konstruktionsdreieck das Lineal derart verschoben, daß der mittels der Druckschraube B festgeklemmte Arm an diejenigen Teilstriche des Dreieckes zu liegen kommt, welche der Höhe der gesuchten Zwischenpunkte entsprechen, so schneidet gleichzeitig dieser Arm die Verbindungslinie I—II in den gesuchten Punkten der Schichtenlinien.

Damit aber die Schnitte an der Verbindungslinie nicht zu schief ausfallen, die gesuchten Punkte also möglichst genau gefunden werden, ist es vorteilhaft, von den verschieden groß gezeichneten Maßstäben am Dreieck D jenen zu wählen, der durch die Einheit seiner Teilung sich mehr oder weniger der durch die Höhenunterschiede der Punkte I und II repräsentierten Länge nähert, wodurch das Konstruktionsdreieck nahezu ein gleichseitiges wird und

in diesem Falle die Schnitte am günstigsten ausfallen. Aus diesem Grunde sind am Dreieck D sechs Maßstäbe angebracht, von denen zwei paarweise gleich und nur umgekehrt beziffert sind. Der fünfte und sechste Maßstab ist unbeziffert. Eine derartige Zusammenstellung gleicher und nur umgekehrt bezifferter Teilungen erweist sich bei kleineren Teilungen aus dem Grunde als bequem, indem nach ihr sowohl das ab- wie zunehmende Gefälle leicht ins Auge gefaßt, demnach das Dreieck teils an den höheren, teils an den niederen Kotenpunkt gestellt werden kann. Bei größeren Teilungen hingegen ist die Bezifferung nicht nötig, da Fehler und Irrungen, welche durch Anwendung eines falschen Teilstriches entstehen, wegen übersichtlicher Ausführung der Teilungen beinahe ausgeschlossen sind, übrigens das Dreieck für den Fall, als alle Teilungen beziffert werden sollten, größere, demnach unbequeme Dimensionen erhalten müßte.

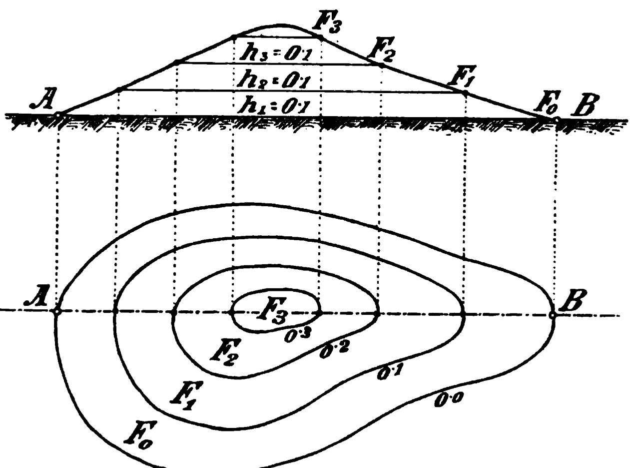


Fig. 112. Kubaturberechnung eines Hügels.

Um den Inhalt der Planie eines kuppenförmigen Hügels (Fig. 112) zu bestimmen, wird man die Flächen der Schichtenlinien 0,0, 0,1, 0,2, 0,3 = $= F_0, F_1, F_2, F_3$ durch Planimetrieren oder nach der Äquidistanten-Methode berechnen und die arithmetischen Mittel jeder Flächen mit der Entfernung derselben multiplizieren. Also in vorliegendem Falle wäre z. B. der Kubikinhalt:

$$J = \left(\frac{F_0 + F_1}{2}\right) h_1 + \frac{F_1 + F_2}{2} h_2 + \frac{F_2 + F_3}{2} h_3 + \frac{F_3 + 0}{2} h_4.$$

Nachdem die Schichtenlinien in gleichen Abständen liegen, wird also $h_1 = h_2 = h_3$ sein und nur h_4 einen kleineren Wert besitzen.

Sind die Höhenunterschiede der Schichtenlinien größer, so können aus dem Schichtenlinienplane Querprofile konstruiert und die Berechnung der Kubatur in der früher bereits erwähnten Weise durchgeführt werden.

2. Massenverteilung.

Bei Anlage von Wegen und Straßen oder allgemein dort, wo es sich nicht nur um die Herstellung von Einschnitten (Abträgen), sondern auch von

Dämmen (Aufträgen) handelt, muß zur Bildung der letzteren das Material der Einschnitte an die Anschüttungsstelle gebracht werden.

Nach Aufstellung der Gesamt-Erdbewegung (Kubatur der Auf- und Abträge) wird im allgemeinen ein genauer Ausgleich nicht resultieren, obwohl er bei der Anlage (Projektierung) tunlichst angestrebt werden soll.

Es wird beispielsweise die Gesamtkubatur des Aushubes mit Berücksichtigung der Auflockerung des gelösten Bodens größer sein als der Bedarf für die anzuschüttenden Dämme. In einem solchen Falle wird das überschüssige Aushubmaterial auf irgend einem passenden Platze abgelagert werden müssen, d. h. eine Material-Deponie resultieren.

In einem zweiten Falle reicht das Einschnittsmaterial für die Dämme nicht aus, und muß dann dieser Mangel durch separaten Aushub gedeckt werden, was entweder durch Eröffnung von Materialgräben *m* (Fig. 113) seitwärts der Anlage erfolgen oder im allgemeinen auch dadurch bewirkt werden kann, daß an passenden Stellen Ausschlitzungen (*a*) der Einschnitte vorgenommen werden. Ist das Bauobjekt (der Weg etc.) ziemlich lang, so wird es im Interesse der Erzielung möglichst geringer Baukosten nicht nur allein darauf ankommen, im großen Ganzen einen Ausgleich (Massenverteilung)



Fig. 113. Ausschlitzung und Materialgraben.

zwischen Auf- und Abtrag zu erzielen, man wird auch danach trachten müssen, das gewonnene Material in möglichster Nähe zur Anschüttung zu verwenden, mit anderen Worten, man muß bestrebt sein, möglichst geringe Verführungsdistanzen (Transportweiten) zu erhalten.

Der Ausgleich zwischen Auf- und Abtrag kann nun entweder ein Seitenausgleich oder ein Längenausgleich sein, bezw. es werden zumeist beide Arten zur Durchführung gelangen. Bei Herstellung von offenen Wasserleitungsgräben und Bachregulierungen wird zumeist, wo tunlich, stets nur ein Seitenausgleich anzustreben sein. Derselbe wird auch bei Wegebauten die billigste Herstellungsweise bedingen und das Ideal der Trazierungsart bilden (Fig. 114).

a) Seitlicher Massenausgleich.

Die Transportweite t_0 für den Seitenausgleich (siehe Fig. 115) ist gegeben durch die Entfernung der Schwerpunkte der Auf- und Abtragsfläche. Ist diese Distanz nicht größer als ein doppelter Schaufelwurf (ca. 6 m), so wird hierfür, wie früher schon erwähnt, keine Vergütung geleistet. Ist die Transportweite größer und findet auch eine Hebung der Massen statt, welch letztere durch eine Rampe vermittelt wird, so ist die horizontale Transportweite noch um den früher besprochenen Zuschlag zu vermehren (z. B. bei Schubkarren auf je 100 m Länge und 1 m Steigung um 10 m).

b) Längenausgleich.

Die Transportweiten T für den Längenausgleich müssen immer kleinste werden. Förderwege dürfen sich nicht kreuzen, weil sie dadurch länger werden und weil Störungen in der Fördermanipulation an der Kreuzungsstelle ein-

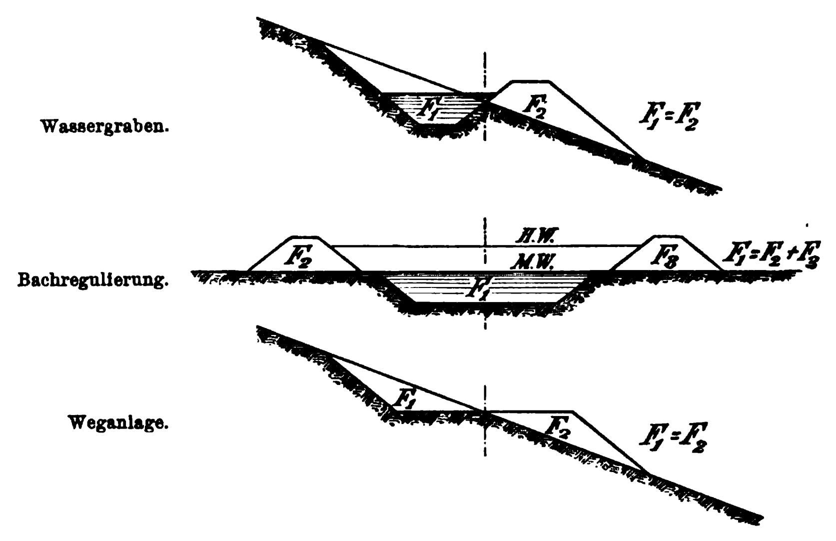


Fig. 114. Seitlicher Massenausgleich.

treten. Wenn die Masse des Auftrages größer ist als die des Abtrages, dann wird der Damm aus verschiedenen Einschnitten gedeckt werden müssen. Die günstigste Verteilung der Auf- und Abtragsmassen, die Bestimmung der be-

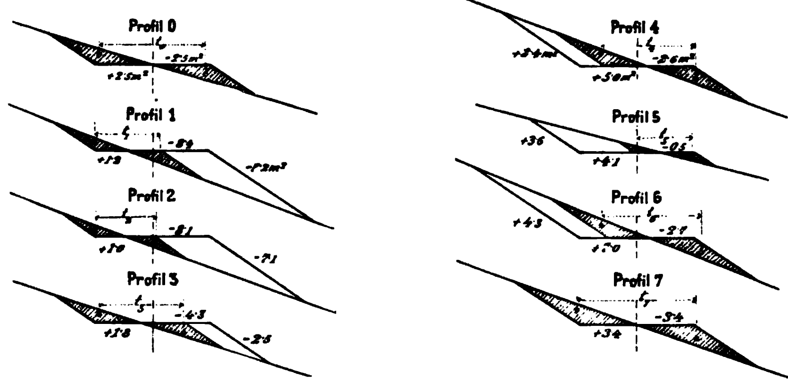


Fig. 115. Graphischer Seitenausgleich in den Querprofilen.

treffenden kleinsten Transportweiten, also die Ermittelung der bauökonomischsten Durchführung der Erdbewegung geschieht durch die

c) Massenverteilung oder das Massennivellement.

Die rechnerische Weise wurde bereits früher behandelt und erübrigt nunmehr die Besprechung der viel praktischeren graphischen Methoden.

Zu diesem Ende halten wir uns wieder das Flächenprofil vor Augen. In jenen Fällen, wo wenig oder kein Seitenausgleich vorkommt, das Terrain also ein mehr ebenes ist, wird die Massenausgleichung und Transportweitenbestimmung direkt nur aus dem Flächenprofil erfolgen können, indem man die Flächen (bezw. die den Flächen entsprechenden Kubikmaße) der Auf- und Abträge von ihren Nullpunkten aus zur Deckung bringt. Kleinere seitliche Ausgleiche werden in diesem Flächenprofile ebenfalls durch gegenseitige Flächendeckungen markiert werden. Hierbei ist zu berücksichtigen, daß die durch Berechnung der Fläche eines Abtrages im Flächenprofile erhaltene Kubatur um die der Beschaffenheit des Aushubmaterials entsprechende prozentuelle Volumenvermehrung zu vergrößern und erst die so erhaltene Gesamtfläche von der nächstliegenden Dammfläche (Kubatur) abzuschneiden ist.

Ist, wie bei einem richtig trazierten Weg, vorherrschend nur Seitenausgleich vorhanden, so kann folgende Methode eingeschlagen werden:

Man beginnt zuerst in den Querprofilen den Seitenausgleich der Flächen graphisch durchzuführen (Fig. 115). Zur Bestimmung des Längen-

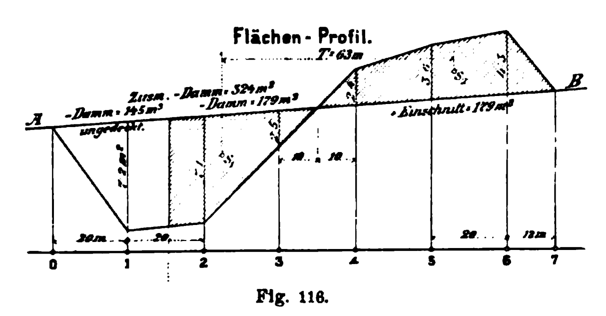


Fig. 116.

ausgleiches und Längentransportes jener restlichen Massen, welche durch seitlichen Ausgleich nicht gedeckt erscheinen, werden nun diese Reste graphisch in Form eines Flächenprofiles (Fig. 116) aufgetragen, sodann in demselben von den Nullpunkten aus die Auf- und Abtragsflächen (Kubaturen) verglichen und auf diese Art die Transportweitenbestimmung durch Abgreifen der Schwerpunktsentfernungen leicht ermöglicht.

Beispiel: Wir hätten eine Wegstrecke $AB = 133$ m lang vor uns und die bezüglichen Querprofile (Terrain- und Kunstprofil) 0—7 graphisch aufgetragen (Fig. 115). Der Vereinfachung wegen wollen wir in diesem Beispiele die Volumenvermehrung des Aushub- (Einschnitt-) Materiales nicht berücksichtigen. Im Profil 0 beträgt die Einschnittsfläche 2,5 m², ebenso die Dammfläche 2,5 m²; es werden sich also in diesem Profil Auf- und Abtrag seitlich decken, was durch Schraffierung der beiden Flächen gekennzeichnet werden soll. Die horizontale Verführungsdistanz für den Seitenausgleich wäre also hier t_0, falls dieselbe (größer wie 6 m) überhaupt in Betracht kommen sollte.

Profil 1 weist 1,2 m² Abtrag und 8,4 m² Auftrag auf. Nach Durchführung des seitlichen Ausgleiches (schraffierte Flächen) wird sonach in diesem Profile noch 7,2 m² Auftragsfläche erübrigen, desgleichen in Profil 2 und 3 ein Auftragsrest von 7,1 bezw. 2,5 m² verbleibt. In derselben Weise der

Seitenausgleich in den Profilen 4—6 durchgeführt, erhalten wir 2,4 m², 3,6 m² und 4,3 m² Abtragsrest. In Profil 7 deckt sich Auf- und Abtrag vollständig.

Zum besseren Verständnisse wollen wir uns nachstehend die diesbezügliche **Massentabelle** vor Augen halten, deren Aufstellung jedoch — nochmals betont — für die graphische Methode nicht notwendig ist.

Massentabelle.

Prof. No.	Fläche in m²		Seitlicher Ausgleich in m³ pro lfd. m	Längentransport:					
				Rest in m³ pro lfd. m		Distanz der Profile	Rest zusammen in m³		Algebraische Summe in m³
	+ Abtrag	— Auftrag		+ Abtrag	— Auftrag		+ Abtrag	— Auftrag	
0	2,5	2,5	2,5	0	0	·	·	·	ø
1	1,2	8,4	1,2	·	7,2	20	·	— 72	— 72
2	1,0	8,1	1,0	·	7,1	20	·	143	— 215
3	1,8	4,3	1,8	ø	2,5	20	·	96	— 311
4	5,0	2,6	2,6	2,4	ø	10 + 10	12	13	— 312
5	4,1	0,5	0,5	3,6	·	20	60	·	— 252
6	7,0	2,7	2,7	4,3	·	20	79	·	— 173
7	3,4	3,4	3,4	ø	ø	13	28	·	— 145
							+ 179	— 324	
					Bleibt ungedeckt		·	— 145	

Aus dieser Tabelle ist zu ersehen, daß nach Abzug des Seitenausgleiches noch 179 m³ Abtrag und 324 m³ Auftrag verbleiben. Es werden also die für Längentransport übrig bleibenden 179 m³ Einschnittsmaterial zur teilweisen Deckung des Dammes verwendet werden, während 324 — 179 = 145 m³ Damm (Auftrag) unbedeckt erscheint, somit entweder aus einem nächsten Einschnitte oder durch Eröffnung von Materialgräben gedeckt werden muß.

Nehmen wir beispielsweise ein Material an, daß eine Volumenvermehrung von 5 % besitzt, so werden wir dann, unbeschadet des seitlichen Ausgleiches, bei welchem dieser Prozentsatz auch zu berücksichtigen ist, eigentlich folgende Rechnung für den Längentransport haben. Wir haben zur Verfügung:

an Abtrag	179 m³
hierzu 5 % Vermehrung = ...	9 „
gibt zusammen	188 m³.
Im Entgegenhalte des Auftrages pro . . .	324 „
wird noch	136 „

Damm zu decken sein.

Hierzu wird notwendig sein: 136 — 5 % = 129 m³ Einschnittsmaterial (oder Größe des Aushubes eines zu eröffnenden Materialgrabens).

Auf die **graphische** Durchführung übergehend, werden wir nach dem früher Gesagten die obigen Materialreste (in den Querprofilen nicht schraffierte Flächen) 0, — 7,2 m², — 7,1, — 2,5, + 2,4, + 3,6, + 4,3 und 0 in Form eines Flächenprofiles (Fig. 116) in den zugehörigen Profilpunkten 0—7 auftragen.

Die Fläche des Einschnittes, entsprechend 179 m³ Inhalt, wird nun vom Nullpunkt (zwischen Profil 3 und 4 gelegen) aus auf der Dammfläche aufgetragen, so decken sich, abgesehen von der Volumenvermehrung des Materials, diese schraffierten Flächen, und erhalten wir in $T = 63$ m die Längentransportweite für diese 179 m³ Material. Die nicht schraffierte Fläche des Dammes (145 m² = 145 m³) bleibt sonach vorläufig ungedeckt und wird die Größe dieser zu beschaffenden Materialmenge (145 m³) einfach durch Berechnung oder Planimetrierung dieser Fläche konstatiert.

Statt dieses Flächenprofiles kann auch ein sogenanntes Massenprofil oder eine Massennivellements-Kurve konstruiert werden (Fig. 117). Man rechnet aus der Massentabelle (siehe das vorige Beispiel) die summarischen (algebraischen) Ordinaten der Restmassen (0, — 72, — 215, — 311, ... — 145), deren Längentransport bewerkstelligt werden soll, und trägt sie von einer Linie AB aus in den Profilabständen 0—1, 1—2 . . . . = 20 m, 20 m . . . . 13 m mit ihren Abzeichen auf (also Auftrag negativ und Abtrag positiv). Zur Beurteilung der Eigenschaften und Konstruktion der Massennivellements-Kurve ist nachstehendes zu berücksichtigen. Das Produkt aus der Transportweite t und der zu transportierenden Menge m nennt man die „Arbeitsleistung", gleich $m^{m^3} \times t^{m}$.

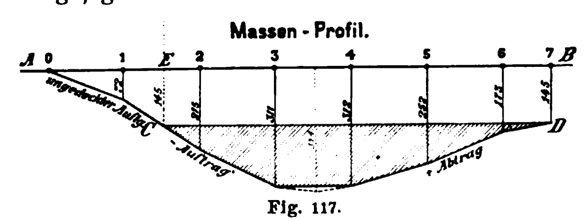


Fig. 117.

Bedeutet M die gesamte zu transportierende Erdmasse und T die mittlere Längentransportweite, so ist $T = \frac{m_1 t_1 + m_2 t_2 + \ldots + m_n t_n}{M}$.

Wir hätten nun das Flächenprofil eines hintereinander liegenden Auf- und Abtrages vor uns, welch letzterer der Länge nach transportiert werden muß (Fig. 118). Wird von den beiden in vorliegendem Falle beispielsweise nicht zusammenfallenden Nullpunkten aus der Vergleich der Flächen bezw. Massen $m_7, m_6, m_5 \ldots . m_1$ vorgenommen, so ergeben sich die entsprechenden Verführungsdistanzen $t_7, t_6 \ldots . t_1$.

Die Arbeitsleistungen $m_7 t_7, m_6 t_6 \ldots . m_1 t_1$ lassen sich graphisch durch Rechtecke darstellen, deren Höhen die Massen $m_1 m_2 \ldots . m_7$ in Kubikmeter und in irgend einem beliebigen Maßstab aufgetragen repräsentieren und deren Längen die Transportweiten $t_1 t_2 \ldots . t_7$ darstellen.

Diese treppenförmigen Linien AA' und $B'B$ können durch eine ausgleichende Kurve ersetzt werden, welche Massennivellements-Kurve genannt wird. Die Ordinaten dieser Massennivellements-Kurve stellen also die algebraische Summe der rückwärts (nach links) liegenden Auf- und Abträge dar. Hierbei werden die von links nach rechts absteigenden Linien (Äste der Kurven) in Fig. 118 die Abträge, die aufsteigenden Äste die Aufträge bedeuten.

So wird z. B. die Ordinate EE' die Summe aller $\pm$ Abträge gleich $\Sigma(m_1 + m_2 + m_3 + m_4 + m_5 + m_6)$, die Ordinate GG' hingegen die algebraische Summe $\Sigma(m_1 + m_2 + m_3 + m_4 + m_5 + m_6 + m_7 - m_7 - m_6 - m_5) = m_1 + m_2 + m_3 + m_4$ aller Auf- und Abträge zwischen A und G darstellen.

Zwischen den Linien HG' oder für den gesamten Ab- und Auftrag in vorliegendem Falle (Fig. 118) werden sich jeweilig Auf- und Abträge decken. Zwischen A' und B' bleibt die Massennivellements-Kurve horizontal, weil in dieser Strecke weder Auf- noch Abtrag vorkommt. Kehren wir nun wieder zu unserem Zahlenbeispiel (Fig. 115—117) zurück.

Nachdem wir in Fig. 118 mit dem graphischen Auftragen des Dammes (Auftrages) vom Nullpunkt A begonnen haben, so wird in dieser Figur die absteigende Linie die Aufträge, die aufsteigende Linie die Abträge bedeuten. Zwischen den Punkten C und D werden sich Auf- und Abträge decken, und repräsentiert die Länge der Ausgleichslinie $CD = 103$ m die weiteste und $T = 63$ m die mittlere Verführungsdistanz. C und D repräsentieren die Endpunkte des Ablagerungs- und Gewinnungsortes. Aus dieser Figur ist endlich zu ersehen, daß zwischen den Punkten A und C ein Teil des Dammes, und zwar entsprechend der Größe der Ordinate $EC = 145$ m³, unbedeckt bleibt, also durch Materialgräben etc. zu decken sein wird. Um nun die Massenverteilung für eine längere Strecke mit wechselnden Auf- und Abträgen zu veranschaulichen, wollen wir einen neu anzulegenden Weg von 460 m Länge, zwischen zwei Fixpunkten — einer Brücke und dem ersten Hause eines Dorfes — gelegen, ins Auge fassen.

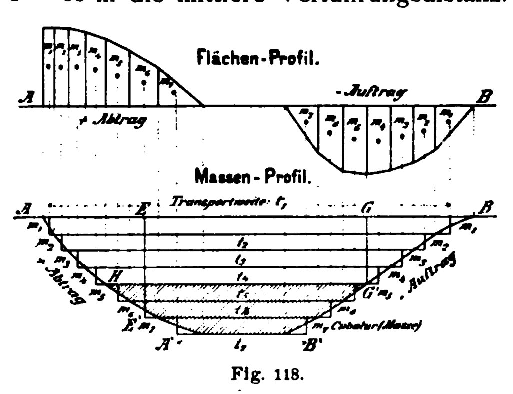


Fig. 118.

Auf Tafel No. VI sind die 23, in Entfernungen von je 20 m aufgenommenen Querprofile, auf Tafel No. VII das zugehörige Längen-, Flächen- und Massenprofil gezeichnet, und zum besseren Verständnisse auch die nachfolgende Massentabelle vorgeführt, welche jedoch, wie früher schon erwähnt wurde, bei der graphischen Rechnungsmethode eigentlich nicht benötigt wird. Aus dem Massenprofil ersehen wir, daß mit der Zeit die negativen Ordinaten positiv werden (hier vom Punkt b an), d. h. Überschuß an Einschnitts- (Abtrags-) Material eintritt. Die gesamte Massennivellements-Kurve ist hier durch die krumme Linie $a\,b\,e\,f\,g\,c\,d$ gekennzeichnet. Zwischen der Ausgleichslinie $a\,b$ decken sich Auf- und Abtrag (blaue Fläche).

(Siehe die Tabelle auf Seite 181.)

Um die Übereinstimmung der beiden früher besprochenen Methoden der Massenverteilung mittels des Flächenprofiles und jener durch das Massenprofil (Massennivellements-Kurve) bildlich zum Ausdruck zu bringen, sind die betreffenden Flächen in diesen zwei Profilen mit der gleichen Farbe angelegt. Zwischen den Ausgleichslinien $e\,f$ und $f\,g$ werden sich die Auf- und Abträge

Massentabelle (Kubaturausweis).

Profil No.	Fläche in m²		Verglichene Fläche in m²		Profil-Distanz in m	Kubatur in m³		Algebraische Summen in m³
	Abtrag	Auftrag	Abtrag	Auftrag		+ Abtrag	— Auftrag	
0	·	51,0	·	·	·	·	·	0
1	·	39,6	·	45,30	20	·	906	— 906
2	·	22,7	·	31,15	20	·	623	— 1529
3	0	10,2	·	16,45	20	·	329	— 1858
4	6,3	0,5	3,15	5,35	20	63	107	— 1902
5	28,9	0	17,60	0,25	20	352	5	— 1555
6	50,9	·	39,90	·	20	798	·	— 757
7	60,1	·	55,50	·	20	1110	·	+ 353
8	49,1	·	54,60	·	20	1092	·	+ 1445
9	23,5	0	36,30	·	20	726	·	+ 2171
10	0	3,9	11,75	1,95	15 + 5	176	10	+ 2337
11	·	19,8	·	11,85	20	·	237	+ 2100
12	0	7,4	·	13,60	20	·	272	+ 1828
13	6,1	2,6	3,05	5,00	20	61	100	+ 1789
14	7,6	0,7	6,85	1,65	20	137	33	+ 1893
15	15,2	0,9	11,40	0,80	20	228	16	+ 2085
16	10,9	0	13,05	0,45	20	261	9	+ 2337
17	0	4,5	5,45	2,25	15 20	82	45	+ 2374
18	·	18,4	·	11,45	20	·	229	+ 2145
19	·	39,1	·	28,75	20	·	575	+ 1570
20	·	43,7	·	41,40	20	·	828	+ 742
21	·	35,6	·	39,65	20	·	793	— 51
22	·	9,6	·	22,60	20	·	452	— 503
23	·	0	·	4,80	12	·	58	— 561

(grün und rot) ebenfalls decken. Die mittleren Verführungsdistanzen für die blauen, grünen und roten Erdbewegungen, welche von den Einschnitts-Nullpunkten aus unmittelbar anstoßend gedeckt werden, sind durch die Längen t_1, t_3 und t_4 bestimmt. Der zwischen *b* und *e* gelegene Abtrag (siehe Massenprofil) deckt sich mit dem Auftrage zwischen *g* und *c* (gelb koloriert) und wird seiner Größe nach durch die Länge der von *e* oder *g* auf die Linie *AB* senkrecht gezogenen Ordinate (nach Maßstab gleich 1800 m³) bestimmt. *bc* und *eg* sind also hier die Ausgleichslinien und t_2 die mittlere, *bc* die weiteste Verführungsdistanz. Der violette, zwischen *c* und *d* gelegene Auftrag (Damm) (dd' = 561 m³) bleibt ungedeckt, und müßte das hierzu notwendige Material entweder durch Verbreiterung der Einschnitte oder Eröffnung eines Materialgrabens gewonnen und zugeführt werden. Im allgemeinen würde eigentlich die Linie *bc* im großen Ganzen den Ausgleich der gelb, grün und rot kolorierten Erdmassen darstellen; im Detail jedoch wird es aus ökonomischen Gründen sich empfehlen, die zweite Ausgleichslinie *efg* zu berücksichtigen.

Diese Linie kann unter Umständen nicht immer durch f gelegt werden, sondern vielleicht, in die Lage $e' f_1' f_2' g'$ gerückt (Fig. 119), bauökonomischere Resultate bedingen.

Wo seitlicher Ausgleich vorkommt (falls er nicht, wie früher erwähnt, ausgeschieden wurde), dort wird die Massennivellements-Kurve horizontal werden, weil weder Auf- noch Abtrags-Überschuß zur früheren Ordinate dazukommt. Aus dieser Massennivellements-Kurve (Massenprofil) ist nachstehendes zu entnehmen:

1. Die Summe der Inhalte der blau, gelb, rot und grün kolorierten Flächen stellt die gesamte Arbeitsleistung für den Längentransport von *a* bis *c* vor.

2. Jede zwischen der Massenkurve parallel mit der Nullmassenlinie *AB* gezogene Gerade stellt eine sogenannte „Ausgleichslinie" vor.

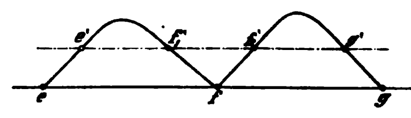


Fig. 119. Varianten der Ausgleichslinie.

3. Je zwei zwischen einer Ausgleichslinie gelegene Astlinien, von denen die aufsteigenden die Einschnitte, die absteigenden die Dämme darstellen, decken sich, und bezeichnet der Endpunkt dieser Ausgleichslinie am Einschnittsast den Gewinnungsort (*b*) und der Endpunkt auf dem Dammaste den Verwendungsort (*a*).

4. Die unter der Nullmassenlinie *AB* gelegenen Flächen bedeuten Arbeitssektionen, in denen vorwärts transportiert wird, während der Längentransport in den oberhalb *AB* liegenden Sektionen rückwärts erfolgt.

5. Ist die Transportweite t_2 (gelbe Sektion) des Abtrages *be* bis zum Auftrage *gc* zu groß für die zur Verfügung stehenden Transportmittel, so kann der Abtrag *be* (1800 m^3) seitlich deponiert werden. (Im Massenprofil würde dies, statt die ganze Fläche gelb anzulegen, durch einen gelben Streifen zwischen *b* und *e* bildlich dargestellt werden.) Der Auftrag $gc = 1800$ m^3 wäre dann gleich jenem zwischen *c* und $d = 561$ m durch Seitenentnahme (Materialgraben) zu decken.

B. Die Bauarbeiten.

I. Herstellung der Aufträge (Dämme).

1. Vorarbeiten.

Dieselben zerfallen in geodätische Aufnahmen und in Erdarbeiten. Zu den geodätischen Aufnahmen gehören:

a) Das Ausstecken der Achse mittels Trazierstangen (event. das Abstecken von Kurven) mit Einbeziehung der Terrainbruchpunkte. Man bezeichnet die Punkte durch Boden- und Schriftpflöcke; die ersten werden nahezu ganz in den Boden eingeschlagen, die anderen hervorstehenden Pflöcke dienen zur Beschreibung der Terrainpunkte.

b) Das Stationieren der Achse nach Hektometer und Kilometer.

c) Das Nivellieren dieser Achse, insbesondere auch der Terrainbruchpunkte (anzunivellieren sind die Bodenpflöcke).

d) Die Aufnahme von Querprofilen senkrecht auf die Achse. Dieselbe kann bei flachem Terrain mittels Annivellieren von durch ein Meßband eingemessener, nicht auszupflockender Seitenpunkte erfolgen.

Ist das Terrain etwas stärker geneigt oder stark kupiert, dann werden die Querprofile von der Achse aus „abgestaffelt". Hierzu bedient man sich des Staffelzeuges. Dasselbe besteht aus:

a) einer Abwäglatte, 3 m lang, ca. 8 cm hoch und $1^1/_2$ cm dick, welche in der Mitte mit einer Wasserwage versehen und beiderseits in Dezimeter eingeteilt ist. Die Libelle ist zuvor zu rektifizieren, falls ihre Achse mit der Unterkante der Latte nicht genau parallel sein sollte, was dadurch konstatiert werden kann, indem man die Latte über zwei feste Punkte horizontal stellt, dieselbe sodann um 180° gedreht auf dieselben Stützpunkte aufstellt, wobei die Libelle in dieser neuen Lage ebenfalls einspielen muß, wenn Libellenachse und Unterkante der Latte zueinander parallel liegen.

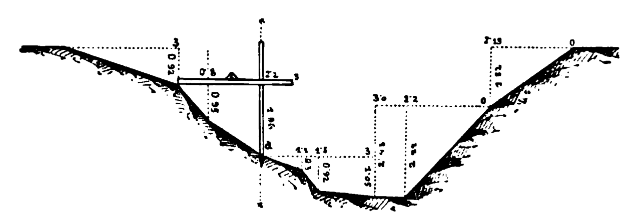


Fig. 120. Abstaffelung eines Querprofils.

b) aus einer Setzlatte, 3 m lang, 4 cm breit und 2 cm dick, beiderseits in Zentimeter eingeteilt und an beiden Enden mit Eisenblech beschlagen. Zu den Latten soll nur trockenes Holz verwendet werden, welches überdies mit heißem Öl einzulassen ist, damit es formbeständig bleibt (sich nicht wirft); — auch darf man wegen leichter Handhabung kein schweres Holz (Eichenholz) nehmen.[1])

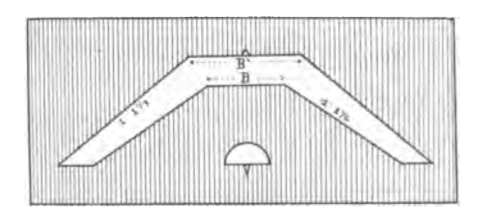


Fig. 121. Schablone für die Einzeichnung der Böschungen.

Die Abstaffelung erfolgt immer von dem Achspflocke (Fig. 120 *a*) aus getrennt auf die rechte und linke Seite in einer dem Zwecke (Projekt) entsprechenden Entfernung (siehe den Vorgang aus Fig. 120). Diese so aufgenommenen Querprofile werden sodann graphisch aufgetragen und die projektierten Kunstprofile (Auf- und Abtrag) von der Achse aus eingezeichnet, was mit Schablonen aus Glanzpappe auf schnellste Weise erzielt werden kann (siehe Fig. 121).

Nivellementsprotokoll.

Die Aufschreibung der nivelletischen Aufnahme geschieht am besten nach Koten (Seehöhen oder beliebig angenommene Koten) in nachstehender Anordnung:

[1]) Der Mechaniker Neuhöfer-Wien erzeugt auch ein zusammenklappbares Staffelzeug, welches gemeinsam mit zusammenschraubbaren Trazierstangen, Nivellierlatte für 4 m (aus drei Stücken bestehend), Nivellier-Instrumenten-Stativ etc. in einem nur 1,6 m langen, verschließbaren Kasten leicht transportiert werden kann.

Nivellementsprotokoll.

Punkt No.	Statio-nierung	Distanz in m	Visur: rück-wärts	mittel	vor-wärts	Visur-ebene	Kote der Punkte in m	Bemerkungen.
FP. I.	·	·	·	·	·	·	350,650	rechte Ecke der untersten Stufe der Kapelle.
1	0,00	·	1,532	·	·	352,182	·	Mitte des alten Weges.
2	20	20	·	1,462	·	·	350,720	Achspunkt des neuen Weges.
3	40	20	·	0,685	·	·	351,497	Achspunkt des neuen Weges.
4	80	40	·	2,414	·	·	349,768	Achspunkt des neuen Weges.
5	120	40	·	·	3,156	·	349,026	Achspunkt (Überstellung).
·	·	·	0,434	·	·	349,460	·	
6	155	35	·	1,640	·	·	347,820	Achspunkt.
7	180	25	·	2,010	·	·	247,450	„
8	220	40	·	·	3,689	·	245,771	„ (Überstellung).

Bei dieser Art der Führung des Nivellementsprotokolls, bei welcher von der Visurebene die Ablesungen immer abzuziehen sind, ist ein Irrtum in der Beurteilung des Terrains, ob dasselbe steigt oder fällt, ausgeschlossen. Es ist dringend anzuraten, die Ausrechnung der Koten (zum mindestens der Überstellungspunkte) sofort beim Nivellieren, also am Felde selbst vorzunehmen und nicht als „Hausarbeit“ aufzusparen.[1])

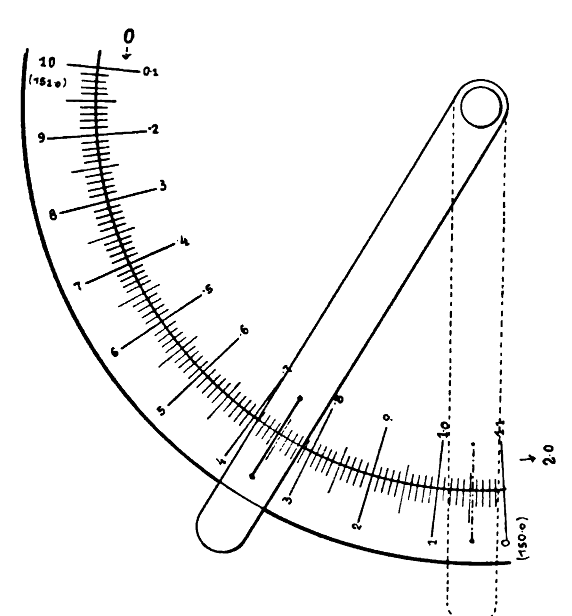


Fig. 122. Höhenkotenrechner von Gjuran.

[1]) Mechaniker Fromme-Wien hat vor kurzer Zeit nach Angaben des k. k. Obergeometers Gjuran eine eigens konstruierte selbstablesbare Nivellierlatte gebaut, bei welcher die Visurebene schnell eingestellt wird und statt der Visuren direkt die Koten der Punkte abgelesen werden können, was bei ausgedehnten Flächennivellements eine große Zeitersparnis bedeutet.

Die rechnerische Ermittelung der Höhenkoten der einzelnen Terrainpunkte aus den Angaben der Nivellementsprotokolle kann namentlich bei Flächennivellements, bei welchen von einer Instrumentenaufstellung aus eine große Anzahl von Zwischenvisuren vorgenommen werden, durch Benutzung eines von den Kulturingenieuren Gjuran und Petritsch (Wien) eingeführten „Höhenkotenrechners“ wesentlich erleichtert werden.

Der Apparat, von dem in Fig. 122 nur ein Quadrant abgebildet ist, besteht aus einer in einem Kreisringe um den gemeinsamen Mittelpunkt drehbaren Kreisscheibe; die gemeinsame

Zu den Vorarbeiten nichtgeodätischer Natur, welche vor Errichtung eines Dammes durchgeführt werden müssen, gehört die Herstellung des sogenannten „Dammfeldes", d. h. also Vorbereitung eines entsprechenden Dammfundaments. Dasselbe hat den Zweck, einerseits die Reibung des Dammes auf der Bodenoberfläche und damit die Stabilität gegen Gleiten zu erhöhen, ein seitliches Abrutschen (Setzen) des Dammes zu verhindern, welche Bewegungserscheinung auch dadurch eintreten könnte, wenn die auf der Bodenoberfläche wachsende Vegetation mit der Zeit im Damme verwesen würde und dadurch Hohlräume gebildet würden, welche Hohlräume durch eindringendes Wasser die Ursache von größeren Setzungen und Abrutschungen bilden könnten. Es ist somit in erster Linie das Dammfeld von allen Bäumen, Gestrüpp, Grasnarben etc. zu befreien; die Wurzeln müssen ausgerodet, der Rasen muß in Form von Ziegeln abgestochen und mit der auszuhebenden

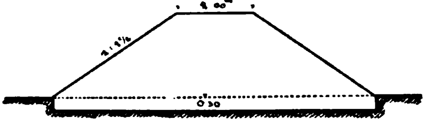


Fig. 123. Dammfeld in horizontalem Terrain.

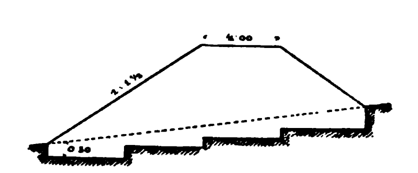




Fig. 124. Dammfeld auf geneigtem Terrain.

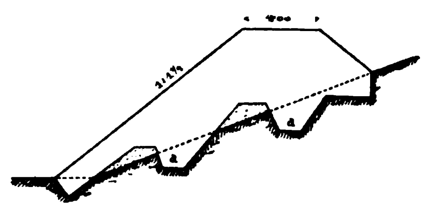


Fig. 125. Dammfeld auf steilen Abhängen.

Humusschicht gleichzeitig seitwärts deponiert werden. Rasen und Humus werden später zur Bedeckung der Dammböschungen etc. verwendet (Fig. 123). Bei steilem Terrain wird das Dammfeld terrassenförmig angelegt (Fig. 124), in sehr steilem Terrain statt des Dammfeldes Gräben (*a*), insbesondere am Fuße

Peripherie beider ist mit korrespondierenden, aber gegensinnig bezifferten Dezimalteilungen versehen. Die innere Scheibe läßt sich in jeder Lage festklemmen. Über den Teilungen gleitet eine mit einem Indexstrich versehene Alhydade aus durchsichtigem Zelluloid.

Der Gebrauch des Instrumentes wird aus nachstehendem, sich auf die Textfigur beziehendem Beispiele unmittelbar klar werden: Ist z. B. die Höhenkote eines Anbindepunktes mit 150,354 m gegeben und betragen die von dem neuen Standpunkte aus gewonnenen Lattenlesungen „rückwärts" 0,746, „mittel" 1,054, 0,917, 1,480, so lassen sich die Höhenkoten dieser Zwischenpunkte unmittelbar von der Ringteilung ablesen, wenn zuerst der Indexstrich der Alhydade auf 0,354 (d. i. 150,354—150,000) der Ringteilung eingestellt, der Teilungspunkt 0,746 der Scheibe mit dem Indexstrich zur Koinzidenz gebracht und die Scheibe in dieser Stellung festgeklemmt wird Durch Verschwenken des Indexstriches auf die Punkte 1,054, bezw. 0,917 und 1,480 der Scheibenteilung ergeben sich auf der Ringteilung unmittelbar die Lesungen 0,046, bezw. 0,183 und 9,620, denen mit Rücksicht auf den angenommenen Horizont (150,0) die Höhenkoten 150,046, 150,183, 149,620 entsprechen. Nach Vornahme der letzten Ablesung wird bei unveränderter Stellung der Alhydade bezüglich der Ringteilung die Scheibe auf die neue Rückwärtsvisur eingestellt und sodann durch sinngemäße Widerholung des Verfahrens die Höhenlage der aus der neuen Aufstellung anvisierten Punkte ermittelt.

Dieser überaus handliche Apparat wird von der Firma Fromme-Wien angefertigt und kostet in weißem Zelluloid ausgeführt ca. 12 Kr.

des Dammes angeordnet, also das Terrain ganz umgestaltet (Fig. 125). Die Böschungen dieser Gräben (*a*) müssen sanfter sein, als der Schüttungswinkel (natürlicher Böschungswinkel) des betreffenden Materiales, um so ein wirkliches Widerlager zu erhalten. Diese Vorarbeiten werden in den Kostenanschlag mit einem Pauschalbetrag eingesetzt.

2. Form der Dämme.

Die Form der Dämme ist eine trapezförmige. Die Kronenbreite richtet sich nach dem Zwecke des Dammes, die Böschungen resp. die Neigungsverhältnisse nach dem Material, aus welchem die Aufträge hergestellt sind. Die Dammböschungen werden, soweit selbe nicht direkt im Wasser liegen, nachstehend angenommen:

a) Dämme aus geschütteten Bruchsteinen, deren Böschungen unter Umständen abgerollt werden (Steine an der Oberfläche zu einer Art Trockenpflaster regelmäßiger geschichtet), also Steinschlichtung der Oberfläche . . . . 1 : 1

b) Dämme aus schweren Bodengattungen, Lehm, lehmiger Erde, größeres Gerölle mit lehmigen Bindemitteln . . . . $1 : 1^1/_4$

c) Dämme aus leichtem Boden, sandiger Erde etc. . . . . . . $1 : 1^1/_2$

d) Dämme aus sehr leichten Bodengattungen, Sand oder sehr sandiger Erde . . . . 1 : 2 bis 1 : 3

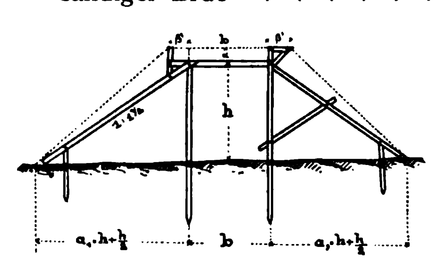


Fig. 126. Dammprofil in ebenem Terrain.

Im allgemeinen sind, soweit es die Verhältnisse gestatten, möglichst flache Böschungen, der geringsten Erhaltungskosten wegen, zu wählen. Wie früher bereits erwähnt, erleidet das Aushubmaterial eine bleibende Volumenvermehrung, auf welche bei der Aufstellung der Massenverteilung Rücksicht zu nehmen ist. Die Vermehrung beträgt beiläufig:

bei feinem Sand	. . . .	= 0— 1 %.
„ Lehm, Kies, Gerölle	. . . .	= 2— 3 „
„ Mergel, Ton	. . . .	= 5— 8 „
„ Felsen	. . . .	= 10—20 „

In der ersten Periode des Bestandes neuer Dämme tritt jedoch noch eine, je nach der Material-Beschaffenheit variable Setzung der Dämme ein, wenn, wie dies zumeist geschieht, der Damm bei der Ausführung nicht gestampft, sondern bloß geschüttet wird. Diese Setzung erfolgt nicht nur im vertikalen Sinne, sondern auch zentral gegen die Dammmitte zu:

Es ist daher bei der Dammschüttung auf eine Überhöhung (α) sowohl, wie auf eine Verbreiterung (β) der Dammkrone Rücksicht zu nehmen Dieselbe beträgt ca.:

Schüttungsmaterial	Über-höhung α	Verbreitung β'	β	Endgiltige Böschungen
a) Steinschüttung . . .	$\frac{h}{40}$	$\frac{h}{25}$	$\frac{h}{17}$	1 : 1
d) Sandiger Boden . . .	$\frac{h}{23}$	$\frac{h}{22}$	$\frac{h}{9}$	1 : 2
c) Dammerde	$\frac{h}{14}$	$\frac{h}{20}$	$\frac{h}{7}$	1 : $1\frac{1}{2}$
b) Lehm u. toniger Boden	$\frac{h}{12}$	$\frac{h}{16}$	$\frac{h}{7}$	1 : $1\frac{1}{4}$

Ist der Damm auf einem stark geneigten Abhange gelegen, so wird die Verbreiterung β oder β' (Fig. 126) entsprechend den mittleren Höhen h_1 und h_2 der beiden verschieden hohen Dammhälften, also nicht der Höhen in der Dammaxe gewählt werden müssen. — Dasselbe ist in bezug auf die verschiedenen Dammhöhen im Längenprofil bezüglich α und β zu berücksichtigen.

Profilieren der Dämme.

In ebenem Terrain und bei kleinen Dammhöhen wird man ganze Profile aus Latten aufstellen und dabei die Überhöhung und Verbreiterung durch

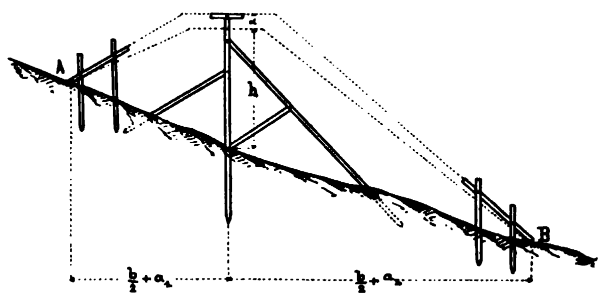


Fig. 127. Dammprofil in steilem Terrain.

Striche oder Kreuze markieren (Fig. 126). Bei größeren Höhen und stark geneigtem Terrain wird man bloß Fußprofile schlagen und in der Dammaxe ein Lattenkreuz aufstellen (Fig. 127). Bei Bestimmung der Fußpunkte A und B wird man die Entfernungen $\frac{b}{2} + a$ rechts und links nicht einfach aus dem Querprofil abgreifen und in Natura einmessen können; man wird die Punkte A und B durch Abstaffeln suchen. In Fig. 128 erscheint ein bezügliches Beispiel durchgeführt.

Wir hätten: $h = 222{,}65 - 220{,}15 = 2{,}50$ m, $\frac{b}{2} = 2$ m und eine $1\frac{1}{2}$füßige Böschung. Für Kote 220,15 ist $a = 2{,}50 + \frac{h}{2} = 3{,}75$ m.

Nachdem die ganze Basisbreite vom Achspflock $\frac{b}{2} + a > 5{,}75$ m ist, so werden wir zuerst 2 mal 3 m abstaffeln und erhalten für den Terrainpunkt c:

	$h = 2{,}50$ m,
hierzu die 2 Abstaffelungen . . .	0,90 „
und	0,30 „
also die Höhe in c	$h' = 3{,}70$ m,
hierzu	$\frac{h}{2} = 1{,}85$ „ addiert,
gibt die Anlage	$a = 5{,}55$ m,
dazu die halbe Wegbreite . . .	$+\frac{b}{2} = 2{,}00$ „
gibt:	7,55 m Horizontaldistanz;

diese entspräche dem Punkte c'. Nachdem derselbe über Terrain zur Schlagung eines Profiles zu hoch liegt, staffeln wir 3 m weiter und erhalten für d:

$$h = 3{,}70 \text{ m},$$
$$+\ 1{,}80 \text{ „}$$
$$\text{zusammen: } h' = 5{,}50 \text{ m},$$
$$+\frac{h'}{2} = 2{,}75 \text{ „}$$
$$\text{gibt: } a = 8{,}25 \text{ m},$$
$$\frac{b}{2} = 2{,}00 \text{ „}$$
$$\text{zusammen: } a + \frac{b}{2} = 10{,}25 \text{ m, d. h. } d' \text{ in gleicher Höhe wie } d.$$

Nachdem d' nicht hoch über Terrain liegt, schlägt man nun in einer Entfernung von 1,25 m von d einen längeren Lattenpflock $d'\,d''$ fest ein, wägt

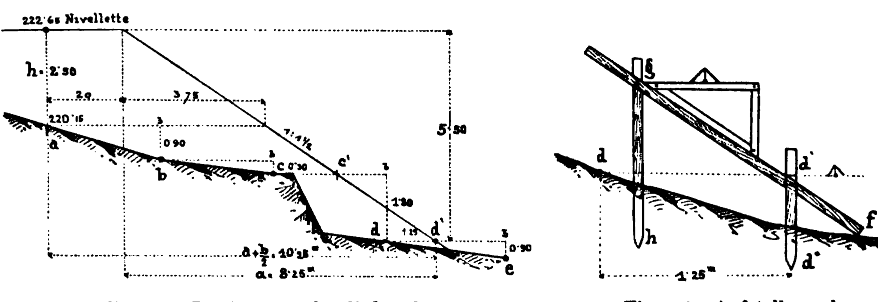


Fig. 128. Bestimmung des Fußpunktes durch Abstaffelung.

Fig. 129. Aufstellung des Dammfußprofils.

die Höhe von d ab und macht auf der Latte einen horizontalen Bleistiftstrich (Fig. 129). Nun nagelt man in d' eine längere Latte $g\,f$ mit **einem** Nagel fest, so daß das eine Ende f sich nahe dem Boden befindet und sich diese Latte um d' drehen kann; weiter schlägt man ca. 1 m von d entfernt einen zweiten Lattenpflock $g\,h$ fest ein.

Auf der Latte $g\,f$ nun legt man eine aus Latten verfertigte Winkelschablone ($1:1$, $1:1^1/_4$ oder $1:1^1/_2$) an und wägt den betreffenden Böschungswinkel ab, indem man die Latte $g\,f$ und die Schablone festhaltend, die erstere so lange um d' dreht, bis die Wasserwage auf dem horizontalen Schenkel

der Schablone einspielt. Endlich macht man auf dem Lattenpflock *g h* bei *g* einen Bleistiftriß und nagelt das Profil vollends fest. Die bei *g* und *d'* hervorstehenden Enden der Lattenpfähle *g h* und *d d''* werden schließlich abgesägt.

Ist die Dammachse eine Gerade, dann genügt es, alle 100—200 m ein Profil einzustaffeln und sofort zu schlagen, während die andern einfach mit freiem Auge einvisiert werden. Auch bei einem Kreisbogen können Zwischenprofile einvisiert werden, doch müssen die Distanzen der Zwischenprofile gleich und nicht zu weit sein.

3. Eignung des Materiales und Untergrundes zu Dammschüttungen.

Jeder Damm oder Auftrag muß standfähig (stabil) und tragfähig sein; ebenso muß sich der Untergrund, auf welchem der Auftrag aufruht, als tragfähig erweisen, er darf keiner Form- noch Volumenveränderung unterworfen sein, da sonst ein starkes Setzen (Einsacken) und ein Abrutschen des Auftrages stattfinden könnte. Weiter muß der Untergrund weder vom Wasser abspülbar noch unterspülbar, vom Winde nicht bewegbar (z. B. Flugsand), nicht erweichbar und wetterbeständig sein. Felsenaushub (also Steinmaterial) repräsentiert das beste Auftragsmaterial, indem es sehr trag- und standfähig, sowie wasserdurchlässig ist; dieses Material gestattet auch die Anlage steilerer Böschungen (1 : 1), wodurch eine Material- und Kostenersparnis erzielt wird. Hackböden, kleiner Schiefer und Brechgesteine müssen bezüglich ihrer Eignung zu Dammschüttungen früher auf ihre Wetterbeständigkeit geprüft werden. Solche Gesteine erscheinen oft im frisch gebrochenen Zustande sehr fest, verwittern jedoch häufig sehr schnell, ja bei Zutritt von Wasser verwandeln sich selbige in eine lehmige Breimasse. Man wird solches Gestein entweder zur Schüttung des Dammkernes verwenden und denselben mit gutem wetterfesten Material decken, oder aber wird man das Verwittern dadurch zu verhindern suchen, daß man durch Ausfüllen der Hohlräume mit erdigem Material den Zutritt der Luft möglichst verringert.

Geschiebe, Kies etc. ist dann ein gutes Schüttungsmaterial, wenn es aus widerstandsfähigen Felsarten besteht, und verursacht dasselbe dann ein sehr geringes Setzen. Rundes Geschiebe und runder Kies etc., sogenanntes rolliges Gebirge, kann unter Umständen abgespült oder weggerollt werden; solche Dämme (Böschungen) sind daher zu bedecken.

Fetter Tegel oder Lehm kann, da er leicht erweichbar wird und Abrutschungen verursacht, entweder nur als Kernschüttung verwendet werden (am besten in horizontalen Schichten auftragen und stampfen) und ist das Eintreten von Tagwasser durch eine entsprechende Deckung der Dammböschungen zu verhindern.

Sandiger Lehmboden (bezw. lehmiger Sandboden) ist ein vorzügliches Auftragsmaterial und erfordert keine besonderen Vorsichtsmaßregeln. Am besten und wasserdichtesten ist dieser Boden, wenn das Mischungsverhältnis zwischen Sand und Ton ein bestimmtes ist, und zwar der Boden aus $^1/_3$ Teil Ton und $^2/_3$ Teil Sand besteht.

Ackererde (Humus) und Torf sind minder tragfähig, können jedoch durch Stampfen brauchbarer gemacht werden. Aufträge aus Torfboden müssen

wenigstens mit einer 0,5 m starken Erdschicht überdeckt werden, um die Ermöglichung einer Inbrandsetzung zu verhindern.

Im allgemeinen wird man hier im Interesse billigster Erhaltung sanfte Böschungen anzulegen haben. Grobkörniger Sand als Schüttungsmaterial ist dann zu verwenden möglich, wenn die flach zu wählenden Böschungen (1 : 3 bis 1 : 4) gut bedeckt oder allgemein versichert werden. Damit ein Damm standfähig (stabil) ist, müssen nachstehende Vorkehrungen getroffen werden:

1. Das Profil des Dammes muß bezüglich seiner Dimensionierung den Stabilitätsbedingungen gegen Umkippen, Gleiten etc. entsprechen, also sich im Gleichgewichtszustande befinden.
2. muß vermieden werden, daß die Gleichgewichtszustände der inneren Kräfte durch äußere Einflüsse irgend welche Veränderungen erfahren.

   Dies kann erzielt werden:

   a) durch sanfte Böschungen;
   b) durch Bedeckungen;
   c) indem man keinen erweichbaren, also auch keinen gefrorenen Boden zur Schüttung verwendet, höchstens, wie früher besprochen, daraus nur den Kern des Dammes bildet;
   d) soll der Damm mehr in horizontalen Schichten geschüttet werden (Lagerschüttung), wenn nicht rolliges Gebirge zur Schüttung zur Verfügung steht;
   e) soll der Zutritt des Tagewassers durch Anlage von Fußgräben verhindert werden;
   f) ist ein Erweichen des Untergrundes, der Dammsohle, durch Grund- oder Quellwasser zu befürchten, so muß für eine durchgreifende Entwässerung gesorgt werden;
   g) ist die Dammböschung permanent oder zeitweilig den Einwirkungen fließenden Wassers ausgesetzt, so ist für eine entsprechende Versicherung der Böschungen, insbesondere jedoch des Dammfußes gegen Ab- und Unterspülung zu sorgen.
3. Der Baugrund muß an und für sich tragfähig sein; die schlechtesten Baugründe sind das „schwimmende Gebirge“, also auch durchweichte moorige Bodengattungen, ferner Moorgrund selbst, Seeschlamm, alte Halden, Murgänge etc.
4. Die Reibung des Dammes auf der Unterlage muß so groß sein, daß kein Gleiten, kein seitliches Abrutschen (Gehen des Dammes) stattfinden kann; dies wird durch die früher schon besprochene Herstellung eines Dammfeldes erreicht.
5. Das Vorland beim Dammfuß sowie allgemein die natürliche Bodenoberfläche muß einen genügend großen passiven Widerstand leisten, so daß keine Abtrennung der obersten Bodenschicht stattfindet, in welchem Falle sonst der Damm mit dieser Schichte abrutschen würde. Diese Abtrennung kann eintreten, wenn:

   a) die Bodenoberfläche stark erweicht ist (nasser Ton, Lehm, Letten) und dieselbe gleichzeitig ein größeres Gefälle besitzt;

b) sobald eine wasserführende Schicht in nicht zu großer Entfernung von der Terrainoberfläche, überhaupt eine Rutschfläche vorhanden ist.

Bei Gehängen von 5—10° Neigungswinkel und erweichter Oberfläche kann bereits ein Abgleiten des Dammes stattfinden.

4. Schutzvorkehrungen zur Erhaltung der Dämme.

a) Gegen Rutschungen.

Die Mittel zur Verhütung derselben sind:

α) Entwässerung. Wenn die Bodenoberfläche erweicht ist, so kann die Entwässerung durch einen Entwässerungsgraben, der etwas oberhalb des bergseitigen Dammfußes angelegt wird, erfolgen, oder durch die Anlage eines Netzes von Sickergräben bewerkstelligt werden, welche innerhalb des ganzen Dammfeldes kreuzweise so gezogen werden, daß die entstehenden Felder nicht rechtwinklig, sondern schiefwinklig werden. Diese Gräben werden bis zur Grenze der erweichten Schichten ausgehoben und mit Gerölle ausgefüllt.

In dem Falle, als innerhalb des Dammfeldes eine oder zwei untereinander liegende, wasserführende Schichten vorkommen, sind oberhalb des bergseitigen Dammfußes entsprechend tiefe, die wasserführenden Schichten durchsetzende Sickergräben anzulegen, welche das unterirdische Wasser abfangen und durch einen am tiefsten Punkte durch den Dammkörper zu führenden Durchlaß, Sickerdohle etc. abführen.

Diese Sickergräben werden entweder mit Gerölle ausgefüllt oder mit Steinen ausgeschlichtet, oder Drainagerohre eingelegt. Ist der Wasserandrang ein stärkerer, dann empfiehlt es sich, auf der Talseite eine Stampfung aus wasserundurchlässigem Material herzustellen. (Die Art des Ausbaues solcher tieferer Sickergräben ist aus den entsprechenden Figuren im Kapitel „Wasserversorgung" zu entnehmen.) Unmittelbar im Dammfelde auftretende Quellen müssen separat gefaßt und abgeleitet werden. Bei Sumpfboden hebt man schachbrettartige Schlitze aus und füllt selbe in Ermangelung von Steinmaterial mit trockener Erde.

β) Abheben der obersten Schichte, welche eventuell abgleiten kann, also Aushub eines eventuell tieferen Dammfeldes.

γ) Herstellung eines Fußwiderlagers. Dasselbe kann bestehen aus einem Erdbankett, welches so breit sein muß, daß dasselbe durch den Erddruck nicht zum Abrutschen gebracht werden kann. Eine solche 3—5 m breite Berme (Bankett) muß auch bei Seitenentnahme im horizontalen Terrain zwischen dem Damm und dem Materialgraben immer frei gehalten werden. Bei Gehängen muß im Falle der Seitenentnahme der Materialgraben oberhalb des Dammes und nicht unterhalb angelegt werden. Als Fußwiderlager kann auch ein Steinsatz (Steinschlichtung) oder eine Fußmauer gebaut werden. Ist ein Damm bereits fertig und es treten Rutschungen ein, so wird gleichfalls eine Steinschlichtung mit einer Berme angelegt werden können, wobei dieses Fußwiderlager durch Sickerschlitze entsprechend zu entwässern ist (Fig. 130). Bei bedeutenden Dammhöhen und großen Rutschungen, die später eintreten, muß der Damm oft durch kleine Stollen unterfahren und auf diese Weise

gründlich entwässert werden. Was die Stärke und Konstruktion solcher Fußmauern anbelangt, so wird dieselbe bei den Sicherungen der Dämme gegen Unterspülung behandelt werden. Es sei nur hier noch erwähnt, daß oft auch aus dem Grunde der Vermeidung zu langer Böschungen Fußmauern oder Mauern bezw. Steinschlichtungen auf die ganze Höhe des Dammes ausgeführt werden.

b) Schutzvorkehrungen gegen die Einwirkung von stehendem oder fließendem Wasser.

Dieselben können bestehen:

α) Gegen Abspülung.

1. Aus sehr flachen Böschungen (1 : 2 bis 1 : 3), welche besämt oder mit Flach- oder Kopfrasen belegt werden.

Die aufgeschütteten Dämme bleiben, wenn möglich, einen Winter hindurch liegen, um sich zu setzen, oder aber wird eine Komprimierung (Verdichtung) dadurch auf billige Weise erzielt, daß über solche Dämme auch

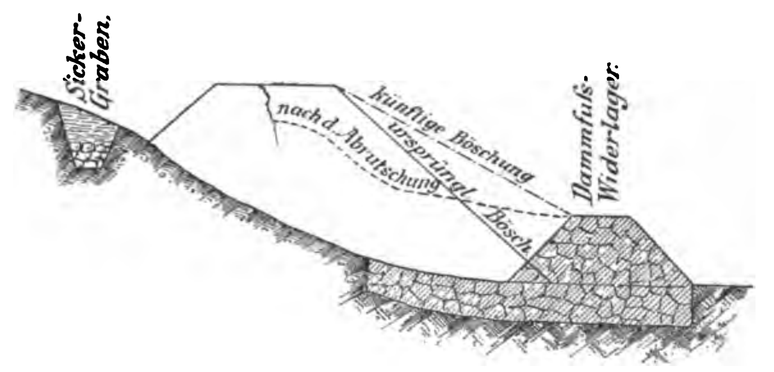


Fig. 130. Sicherung eines abgerutschten Dammes durch ein Fußwiderlager.

fernliegender Materialtransport geleitet wird, die Dämme also „eingefahren" werden. Erst dann wird an die Konsolidierung der Böschung und Dammkrone geschritten. Ist das Dammschüttungsmaterial selbst kein für die baldige Erzeugung einer Vegetationsdecke günstiges, so müssen die Dammböschungen zuerst mit einer mindestens 15 cm starken Humusschichte (bei Gerölle etc. wird eine 0,30 m starke Erdschichte zu geben sein) bedeckt werden. Die Besämung erfolgt zumeist im Frühjahr, wo die entsprechende Bodenfeuchtigkeit und allmählich zunehmende Luftwärme für das Aufgehen des Samens zu gewärtigen ist. Man mischt Grassamen mit Luzerne, Esparsette; ist ein Ausbrennen der jungen Graspflanzen zu befürchten, so mischt man häufig Hafer etc., welcher rascher aufgeht und die jungen Graspflanzen beschattet. Im allgemeinen gedeiht am besten:

Auf Sandboden: Hafer allein oder gemischt mit Gras,
„ Lehmboden: Luzerneklee,
„ gutem Erdboden: Timotheus- und Honiggras,
„ sehr schlechtem Boden: Quecke, Vogelknöterich,
„ nassem Boden: Sumpfgräser.

Zur Verhütung des Abspülens der Erde und des Samens durch Regenwasser wird der Samen einerseits eingeprakt, andererseits kann man rautenförmige oder quadratische, 1 m weite Maschen aus 15 cm breiten Flachrasenstreifen anlegen und dazwischen einsämen. Dieses Maschennetz kann auch aus 1reihigen, 0,15 m hohen Flechtzäunen hergestellt werden.

Beim Flachrasen (Fig. 131) werden die 0,33 m im Quadrat messenden und 0,10—0,15 m dicken Rasenziegel mit der Grasnarbe nach außen gelegt und mit Holzpflöckchen festgenagelt. Der Belag der zu versichernden Böschung mit Rasenziegeln erfolgt von der Niederwasserhöhe aufwärts bis 0,5—1,0 m über der Hochwasserlinie. Eine solidere, jedoch kostspieligere Bedeckung kann durch sogenannten Kopfrasen in der Weise erfolgen, daß die früher erwähnten Rasenziegel entweder senkrecht auf die Böschung gelegt werden, wodurch eine 0,33 m starke Humusdecke erzielt wird (Fig. 132a), oder aber, und zwar viel billiger, kann die Legung des Kopfrasens in der in Fig. 132b veranschaulichten Weise erfolgen, in welchem Falle die Grasnarbe der Rasenziegel nach abwärts zu liegen kommt. Beim Kopfrasen entfällt ein spezielles Befestigen der Rasenziegel. Bei Kopf- und Flachrasen werden die Ziegel eingeprakt und die Fugen mit guter Erde ausgefüllt.

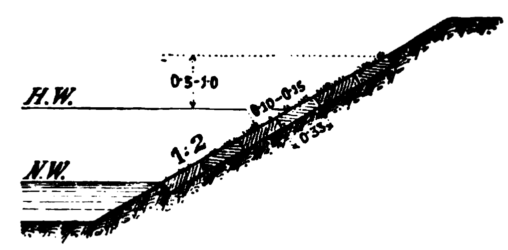


Fig. 131. Flachrasenbelag.

2. Durch Bepflanzungen mittels Stecklingen oder Setzlingen aus Korbweide (Salix viminalis), Erle, Akazie etc. Zu diesem Zwecke werden $^1/_2$—2 cm starke und 1 m lange Ruten (Stupfer) abgeschnitten und mittels des Setzeisens oder Stupfeisens gesetzt. Das augenreichere Ende wird in das mit dem Eisen gemachte Loch gesteckt und die Erde ringsum eingedrückt. Diese Setzlinge werden je 15 cm voneinander entfernt in 1 m breiten Reihen gesetzt. Statt mit dem Stupfeisen können die Setzlinge in 0,30 m tiefe Gräben der Böschung gesetzt werden (Fig. 133).

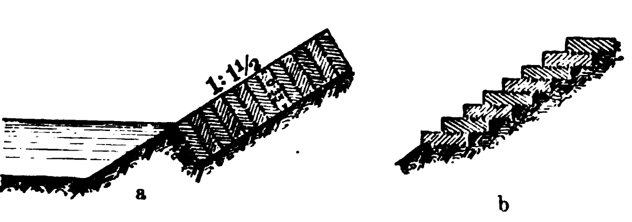


Fig. 132. Kopfrasenbelag.

3. Mittels Flechtzäunen. Man stellt ca. 50 cm breite und tiefe Gräben her, schlägt in dieselben in Entfernungen von 15—30 cm frische, ausschlagsfähige Weidenpfähle ein und verpflechtet dieselben mit dünnen, biegsamen Weidenruten, worauf die Gräben wieder mit Erde angefüllt werden. Die Anordnung ist aus Fig. 134, die Ansicht eines solchen Flechtzaunes aus der späteren Fig. 155 zu ersehen. Solider ist die Bepflanzung, wenn diese Flechtzäune maschenförmig angelegt werden, so daß Felder entstehen, die sich durch Anschlämmung und natürliche Besämung bestocken (Fig. 135 und 136).

Ist die Böschung häufiger dem Wasser ausgesetzt, so ist es vorteilhaft, diese Felder nicht quadratisch, sondern rautenförmig (in Rhombusform) anzulegen. Das oft üppig treibende Gebüsch darf nie höher wie 1 m gehalten werden, ist daher nach Bedarf eventuell alljährlich zu schneiden.

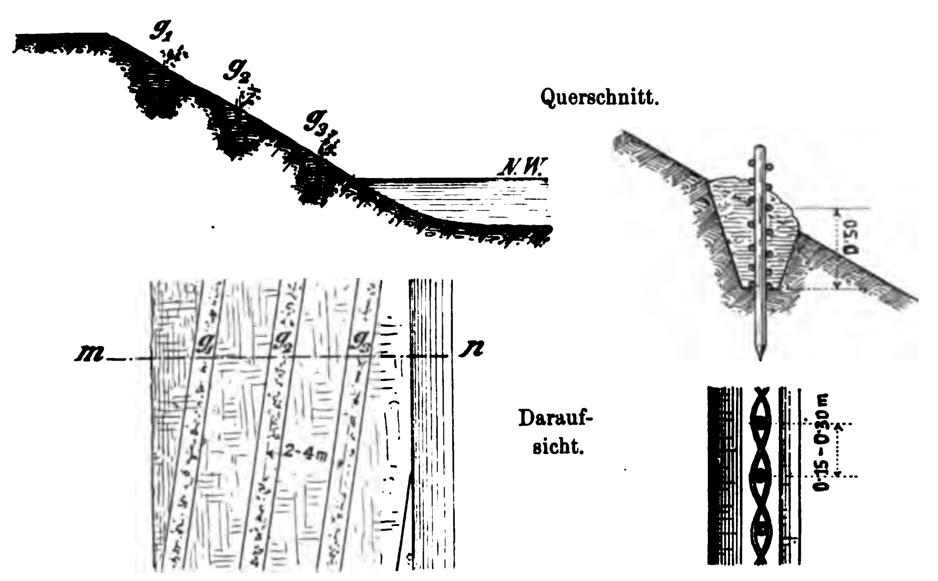


Fig. 133. Bepflanzung mit Stecklingen in Setzgräben. Fig. 134. Flechtzäune in Setzgräben.

4. Uferdeckung mittels **Faschinenspreitlagen** (auch **Berauhwehrung** genannt). Zu dieser Ufersicherung gehören Faschinen, Faschinenwürste oder Wippen und Heftpfähle. Die **Faschine** (Fig. 137) stellt ein 3—4 m langes, 0,30 m starkes Bündel von frischen Reisern von Weiden, Erlen, eventuell

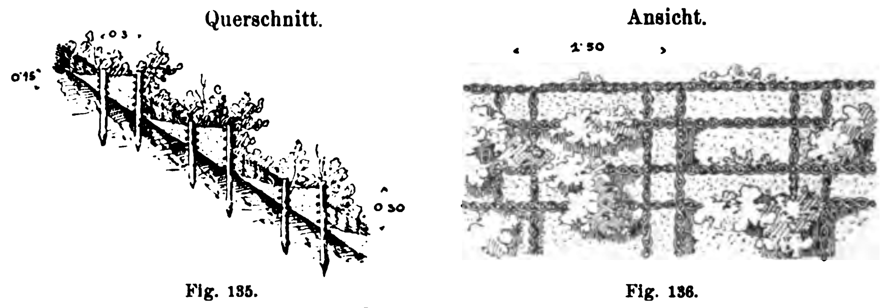


Fig. 135. Fig. 136.
Ufersicherung durch doppelreihige Flechtzäune.

Nadelholz etc. dar, das an 2 Stellen mit Bindeweide oder Eisendraht (geglüht 2 mm stark) zusammengeschnürt ist. Der Inhalt einer solchen Faschine beträgt 0,2 m³. Von den zu einer Faschine verwendeten Reisern sollen wenigstens $^2/_3$ die Gesamtlänge von 3—4 m besitzen, um einen guten Verband herzustellen. Zur Prüfung der Minimalstärke der Faschine von 0,30 m bedient man sich einer Strickschlinge (Fig. 138), die mit einem Ringe versehen ist.

Für $d = 0{,}3$ m ist $u = d\pi = 0{,}942$ m. In 0,95 m Entfernung vom eisernen Ring ist ein Knoten geschürzt, welcher bei $d \overline{\gtrless} 0{,}30$ m nicht durch den Ring gehen darf, da sonst die Faschine als zu schwach auszuscheiden ist.

Die Wippen sind beliebig lange, in gleichen Abständen von ca. 30 cm unterbundene Faschinenbündel, welche — da sehr biegsam — sich bei Verwendung allen Terrainunebenheiten gut anschmiegen. Ihre Anfertigung geschieht auf einfachen Bockgerüsten auf der Baustelle selbst. Die Böcke aus 10—15 cm starken Rundhölzern hergestellt, werden in Entfernungen von 60 cm aufgestellt (Fig. 139). Die Faschinenbündel werden auf die Baustelle gebracht, mittels des Faschinenmessers (Fig. 140a) aufgehauen (d. h. die Bundstellen gelöst) und je 2 Faschinen gut ineinander geschoben (verfilzt), sodann mit der Knebelkette (Fig. 140b) zusammengeknebelt (geradelt) und sodann mit

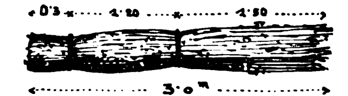
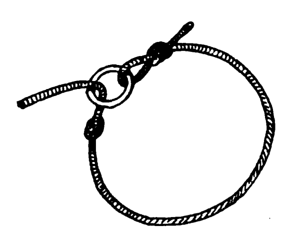


Fig. 137. Faschine.


Fig. 138. Meßring.

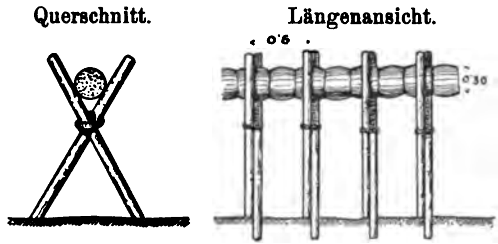


Fig. 139. Gerüste zur Wippenherstellung.

Weide oder besser Draht gebunden. Im Falle Weide zum binden verwendet wird, müssen die ca. 2 cm starken und $1—1^1/_2$ m langen Weidenruten aufgedreht werden, damit die Fasern aus ihrem Zusammenhange kommen, wodurch ein gutes Binden ermöglicht wird.

Endlich werden noch Spick- oder Heftpfähle (Fig. 140c) benötigt; das sind $1^1/_2$—2 cm starke und 40 bis 50 cm lange, mit Widerhaken versehene Weidenpfähle, welche zum Befestigen der Wippen etc. dienen.

Was das Faschinenmaterial betrifft, so eignet sich hierzu im allgemeinen am besten die Weide, deren Äste unter einem spitzen Winkel vom Hauptast abstehend ein gutes Anlegen ermöglichen. Sehr gut zu verwenden ist auch die Erle. Alle Reiser müssen frisch verwendet werden und sollen vor dem Abfallen des Laubes im Herbst gehauen werden, wobei die Blätter auf den Ästen zu belassen sind.

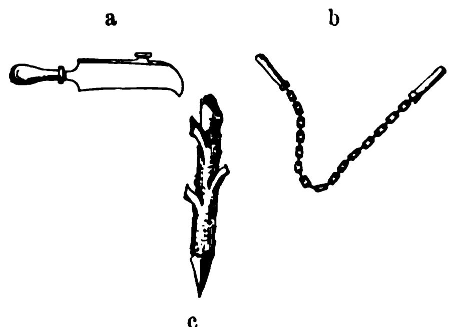


Fig. 140. a Faschinenmesser; b Knebelkette; c Spickpfahl.

Sind diese Böschungsdeckungen vom Wasser lange nicht beeinflußt, so empfehlen sich Faschinen aus Birke, Haselnuß, Buche, Eiche und Nadelholz.

Die Deckung der Ufer mit Faschinenspreitlagen geschieht nun in der Weise, daß zuerst Faschinen aufgehauen werden und mit diesen eine ca. 30 cm

starke Spreitlage als erste Uferbedeckung hergestellt wird, auf welche sodann in Entfernungen von 1—$1^1/_2$ m Wippen gelegt und mittels Spickpfählen an die Böschung befestigt werden und auf diese Weise die Faschinenspreitlage an die Böschung ebenfalls angepreßt und in ihrer ursprünglichen Lage erhalten wird (Fig. 141). Eine lange Dauer solcher Ufersicherungen ist nur dann zu gewärtigen, wenn die verwendeten Reiser, Spickpfähle etc. Wurzel schlagen und sich begrünen.

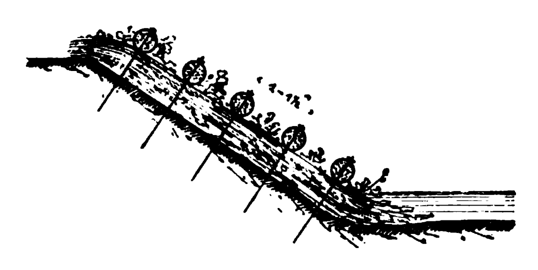


Fig. 141. Berauhwehrung.

5. Uferdeckung mittels Pflasterung aus Steinen. Nachdem dieselbe bei Besprechung der Schutzmaßregeln gegen Ab- und Unterspülung nochmals vorkommen wird, so unterlasse ich an diesem Orte eine nähere Erörterung dieser einfachen Böschungssicherung.

6. Bollwerke (Bohlwände) sind Wände aus Holz, welche den Zweck haben, den dahinter liegenden Auftrag vor Abspülung zu sichern, und in jenen Fällen zur Anwendung gelangen, wo der Auftrag unmittelbar neben einem Wasserlauf zu liegen kommt, welch letzterer durch eine Böschung nicht verengt werden darf. Diese Bollwerke können im allgemeinen für kulturtechnische Zwecke auf zweierlei Weise konstruiert werden:

a) Konstruktion mittels runder Pfähle und Verschalung mittels Schwartlingen (Fig. 142).
b) Pfähle, bearbeitet, mit Holm, Pfostenverschalung und Lettenanstampfung, 0,3—0,5 m stark (Fig. 143 und 144).

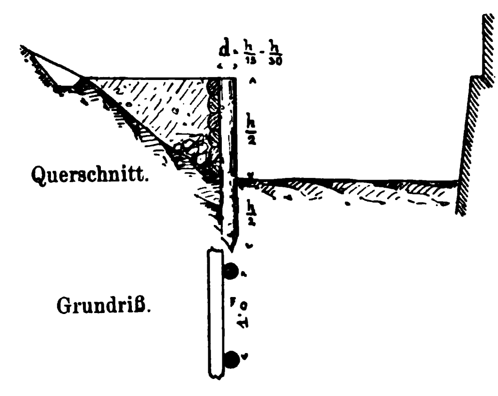


Fig. 142. Bohlwand aus Schwartlingen.

Die Pfähle sollen bei mittelmäßigem Grunde so tief eingerammt werden, als sie über Terrain hervorstehen. Die 1—$1^1/_2$ m voneinander einzurammenden Pfähle macht man $^1/_{15}$—$^1/_{30}$ der Gesamtlänge stark — die Bohlen 6—10 cm dick; bei niederen Wänden genügen 3 cm starke Bretter.

In Gebirgsgegenden pflegt man öfter sogenannte Schrottwände zu bauen (Fig. 145 und 146). Die runden Balken (baumwalzig), welche die Wand bilden, werden verdiebelt, der hintere Raum mit Gerölle ausgefüllt. Die Pfähle selbst sind durch Erdzangen *z* mit dem gewachsenen Ufer fest verbunden und können somit dem Erddruck, welchen die Schrottwand ausgesetzt ist, genügenden Widerstand bieten.

7. Ufermauern oder Futtermauern werden in dem gleichen Falle wie bei Bohlwänden dort errichtet werden, wo mehr Steinmaterial und ein besserer

Fundamentgrund zur Verfügung steht. Diese Mauern müssen für Erddruck gerechnet werden, wobei bei den kleinsten Mauern (Höhe $h \geqq 1$ m) die Kronenbreite nie unter 0,50 m angenommen resp. durchgeführt werden soll.

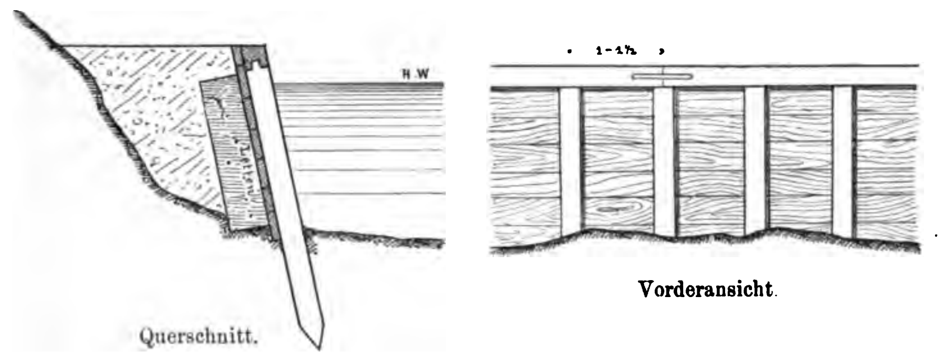


Fig. 143. Bohlwand mit Pfostenverschalung. Fig. 144.

Die Krone der Mauer ist mit einer Deckplatte abzudecken und für die Entwässerung des hinter der Mauer eingedrungenen Meteorwassers durch eine

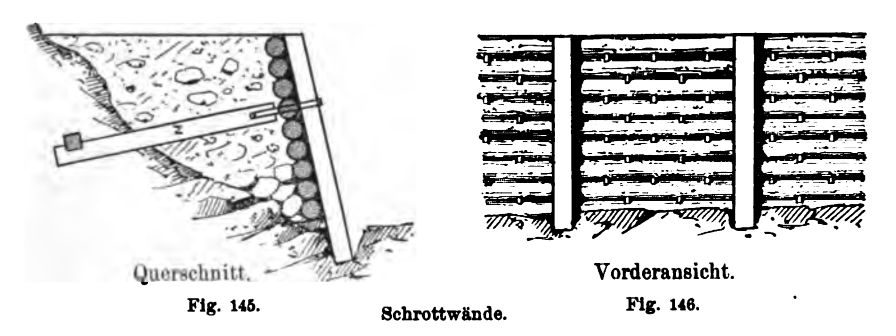


Fig. 145. Schrottwände. Fig. 146.

Anzahl von Schlitzen im Mauerwerk Sorge zu tragen. (Die Ausführung solcher Ufermauern ist aus Fig. 147 und 148 im Querschnitt und in der Ansicht zu ersehen.)

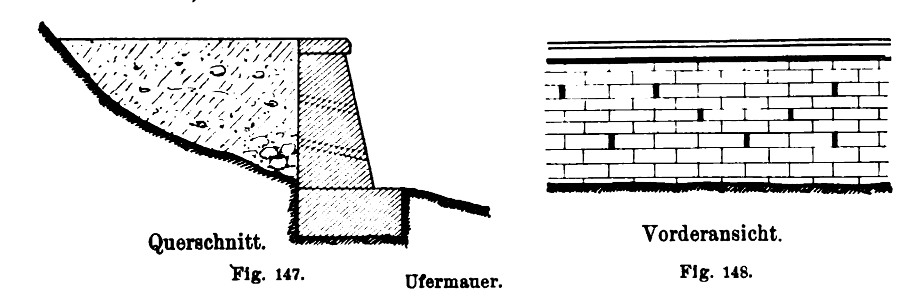


Fig. 147. Ufermauer. Fig. 148.

β) Gegen Ab- und Unterspülung.

Die zu treffenden Maßnahmen gegen die Unterspülung werden insbesondere in einer speziellen Sicherung des Dammfußes bestehen. Ein pro-

visorischer Schutz eines in den Wasserlauf hineinragenden unterwaschenen Dammfußes gegen weiteres Unterspülen kann sehr rasch durch Einlegung:

1. von Rauhbäumen geboten werden, welche mit der Kronenspitze nach dem Stromstrich eingelegt, an Pfähle angebunden, durch Steine eventuell niedergehalten werden, und das Wasser von dieser Stelle ablenken (Fig. 149).

2. Senkfaschinen (Sinkwalzen) sind beliebig lange, 0,5—1,0 m dicke Walzen aus Faschinen hergestellt, welche im Innern mit Schotter ausgefüllt und äußerlich mit geglühtem Draht eingeschnürt sind (gefüllte Wippen



Fig. 149. Uferschutz durch Rauhbäume.

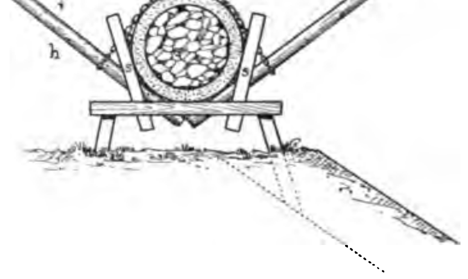


Fig. 150. Herstellung einer Sinkwalze.

Fig. 150). Man stellt dieselben in ähnlicher Weise wie die Wippen auf Bockgerüsten her und wird zuerst die untere Hälfte der Faschinenhülle gelegt, dann Schotter eingefüllt und darüber die obere Reisigdecke gelegt; nun umschließt man die noch unförmige Walze mit einer 5 m langen Kette und knebelt sie mittels 2 Hebeln *h* zuerst in der Mitte, dann an beiden Enden und wird dieselbe von hier wieder gegen die Mitte zu geradelt, worauf die nun runde Walze in Entfernungen von 0,30 m mit Draht geschnürt wird. Eine 1 m dicke Walze wiegt ca. 300 kg pro laufenden Meter. Infolge dieses bedeutenden Gewichtes muß die Sinkwalze auf der Dammkrone unmittelbar oberhalb der Verwendungsstelle erzeugt werden; dieselbe wird sodann nach Entfernen der Stützen *s* auf der Wasserseite der Böschung entlang herabgerollt und am Fuß der Böschung das Weiterrollen durch früher eingeschlagene Pfähle verhindert. Diese Sinkwalzen begrünen sich später. Die Verwendung von Sinkwalzen als Schutz des Dammfußes ist in ihrer einfachsten Form durch Fig. 151 versinnlicht. Kommt der Damm auf eine längere Strecke in ein Gebirgsbachbett zu liegen, dessen Sohle sich mit der Zeit stark vertiefen kann, so stellt man als Dammschutz ein Parallelwerk aus Sinkwalzen her (Fig. 152). Im Falle einer Unterspülung sinken die Walzen nach. Ist das Niederwasser tiefer, werden somit die Vorsteckpfähle höher, so müssen dieselben in gewissen Fällen durch Erdzangen verankert werden. Fig. 153 zeigt die Durchführungsart einer derartigen Konstruktion, wobei zwischen Dammfuß (Böschungsfuß) und der Niederwasserlinie eine 1 m breite Berme angeordnet erscheint.

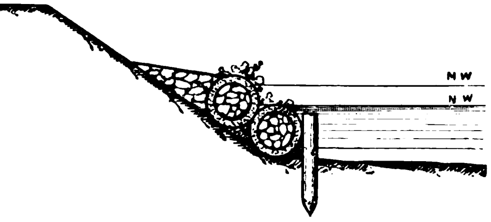


Fig. 151. Dammfuß-Sicherung durch Sinkwalzen.

3. Flechtzäune. Am Dammfuße wird ein doppelreihiger Flechtzaun geschlagen, der Zwischenraum zu unterst mit einer Spreitlage bedeckt, sodann

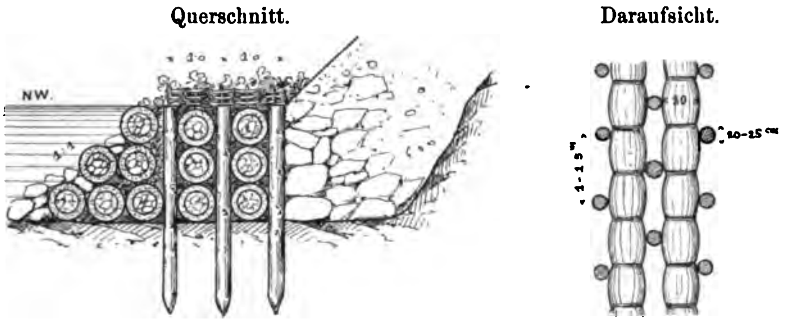


Fig. 152. Parallelwerk aus Sinkwalzen.

mit Geschiebe ausgefüllt und oben gepflastert. Als Böschungssicherung kann bis auf resp. über Hochwasserhöhe Steinpflaster gegeben werden (Fig. 154 und 155).

4. Pilotenwand. Am Dammfuße werden Mann an Mann Piloten bis zur NW-Höhe eingerammt und mit einem Holm *a* (Fig. 156) verschraubt. Ist dieser einem großen Erddrucke ausgesetzt, so wird, um ein Ausbiegen zu verhindern, derselbe mittels Erdanker *sx* abgesteift. Als Stützpunkt für das anliegende Böschungspflaster dient ein Sattelholz *s*. Fig. 157a u. b, welche zusammen den Querschnitt der Anordnung von Erdankern darstellen, sind nur des Raumersparnisses wegen getrennt gezeichnet worden. Das

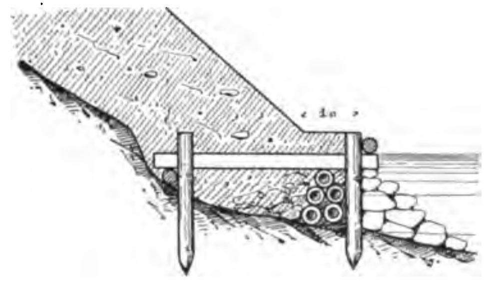


Fig. 153. Versicherung der Vorsteckpfähle durch Erdzangen.

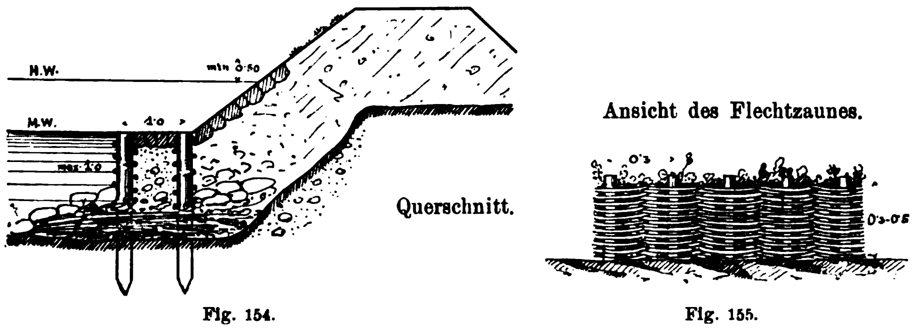


Fig. 154. Fig. 155.
Dammfuß-Sicherung durch Flechtzäune und Pflasterung.

Gleiche gilt von Fig. 157c und d, welche den Erdanker im Grundriß zeigen. Diese Erdanker werden nach Erfordernis in Entfernungen von 2—4 m angeordnet. Bei dieser Konstruktion ist der 24—30 cm starke Holm *a* mit der Erdzange *z* durch Schraubenschließen *b* fest verbunden. Das Detail dieser

Verbindung ist aus Fig. 157 e zu ersehen. Dieselbe kann auch in der in Fig. 158 veranschaulichten Weise durch schwalbenschwanzförmige Aufkämmung erfolgen.

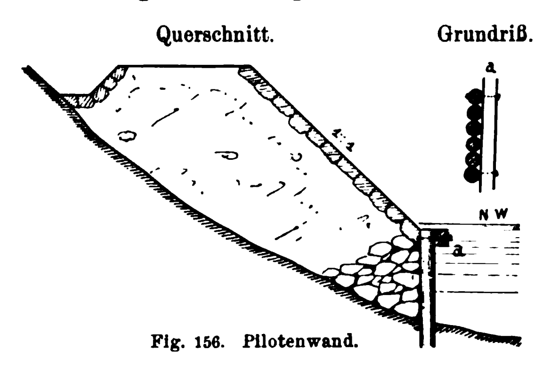


Fig. 156. Pilotenwand.

5. Steinwurf und Pflaster, d. i. eine am Fuß des Dammes in NW-Höhe hergestellte Schüttung aus möglichst großen Steinen, auf welche sich gewöhnlich ein Trockenpflaster anschließt (Fig. 159).

6. Steinsätze. Steinsätze sind Steinschüttungen, bei welchen die Oberfläche pflasterartig geschlichtet erscheint; sie repräsentieren eigentlich nichts anderes als ein starkes Pflaster. Man gibt diesen Steinsätzen steilere Böschungen als dem Pflaster. Während das Steinpflaster 0,30—0,50 m stark

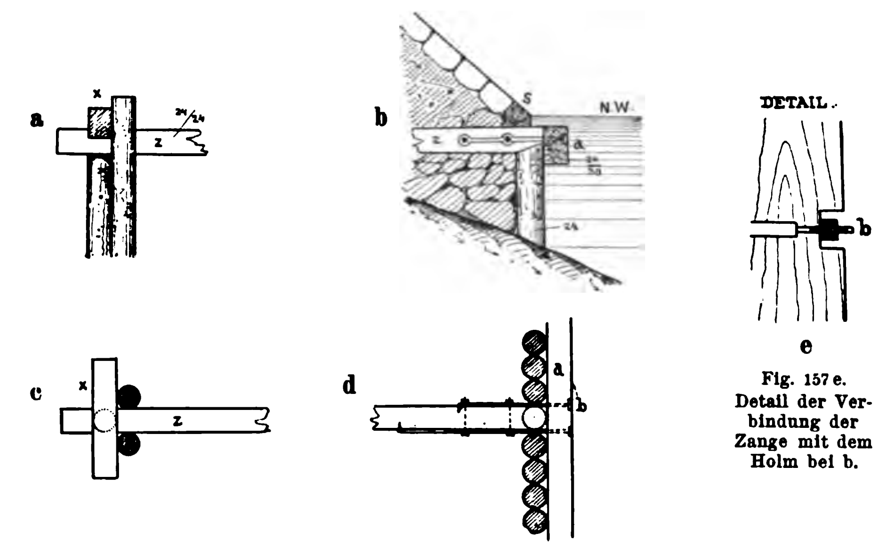


Fig. 157 e. Detail der Verbindung der Zange mit dem Holm bei b.

Fig. 157. Pilotenwand mit Erdanker.

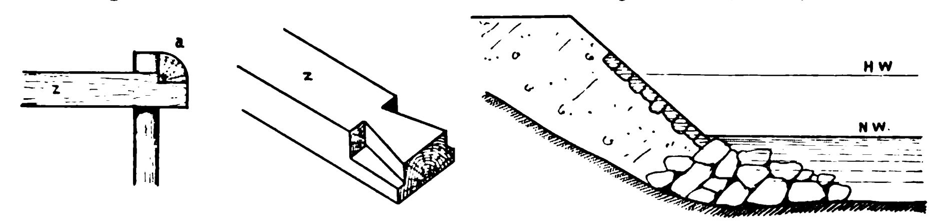


Fig. 158. Detail der Verbindung der Zange mit dem Holm.

Fig. 159. Steinwurf und Pflaster.

ist, schwankt die Dicke der Steinschlichtung zwischen 0,6 und 1 m. Fig. 160 zeigt die Durchführung einer Steinschlichtung als Dammfuß, wobei man in der

Praxis die Stärke $d = 1\text{ m} + \frac{h}{20}$ annimmt. Wird die Schlichtung stärker wie 1 m, dann gehen die Steinsätze in

7. Trockenmauern über. Die Dimensionierung solcher Mauern erfolgt auf der Basis praktischer Erfahrungen entweder auf Grund ihrer Höhe (Länge) l in der Böschung gemessen (Fig. 161) oder als Projektion h' bestimmt (Fig. 162), und zwar macht man $d = 1{,}25\text{ m} + \frac{l}{6}$ oder $d = 1\text{ m} + \frac{h'}{10}$.

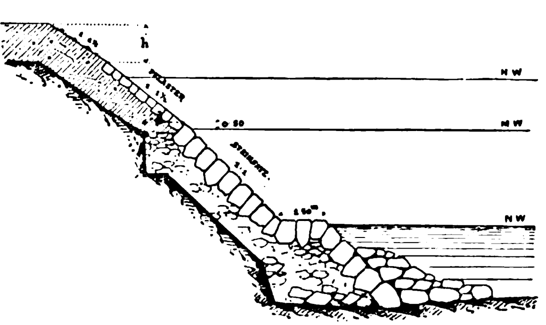


Fig. 160. Steinsatz und Pflaster.

Trockenmauern und Steinsätze als Dammfußmauern können, wie früher bereits erwähnt, auch in jenen Fällen zur Anwendung kommen, wo die Anlage einer normalen flachen Dammböschung entweder



Fig. 161. Steinsat: und Trockenmauer.

Fig. 162. Steinsatz und Trockenmauer.

ganz unmöglich oder doch zu teuer käme. So würde in Fig. 163 der Fuß der $1^1/_2$füßigen Dammböschung, welche dem Schüttungsmaterial entsprechend projektiert werden müßte, in die hier sehr tief liegende Talsohle zu liegen kommen,

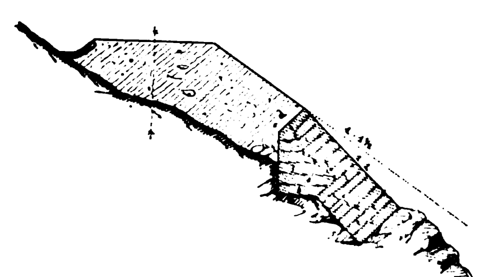


Fig. 163. Fußmauer Fig. 164. Futtermauer
zur Vermeidung langer Dammböschungen.

und wird daher in diesem Falle die Anlage eines Steinsatzes mit einfüßiger Böschung rationell erscheinen. Im Querprofil (Fig. 164) ist eine Verrückung

der Wegachse überhaupt unmöglich und muß daher statt der talseitigen normalen flachen Böschung eine Futtermauer mit beispielsweise $^1/_6$füßiger Böschung angeordnet werden.

Aus der folgenden Tabelle können die Dimensionen von Stutz- und Futtermauern von 1—5 m Höhe bei Überschüttungen von 1—8 m entnommen werden, wobei die Ausführung in Mörtel-Mauerwerk gedacht ist.

Tabelle der Kronenstärken für Stütz- und Futtermauern.

Mauer-höhe *h* in m	Überschüttung in m:									
	1	2	4	6	8	1	2	4	6	8
	Stützmauern					Futtermauern				
1	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,55	0,55	0,55	0,55	0,55
2	0,65	0,70	0,70	0,75	0,80	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
3	0,80	0,85	0,95	1,00	1,05	0,65	0,65	0,70	0,70	0,75
4	1,00	1,05	1,15	1,20	1,30	0,80	0,80	0,85	0,90	0,95
5	1,20	1,30	1,40	1,45	1,50	0,95	1,00	1,05	1,10	1,15

Die Vorderfläche erhält einen Anzug von 5 : 1.

Die Rückenfläche wird im oberen Teile auf 0,6 h (h = freie Mauerhöhe) vertikal ausgeführt, im unteren Teile mit dem gleichen Anzuge wie die Vorderfläche.

5. Ausführungsart der Dämme.

Im allgemeinen können Aufträge hergestellt werden:

a) als Lagerschüttung,
b) als Kopfschüttung,
c) durch Schlichtung,
d) durch Stampfen oder Walzen.

a) Lager- oder Lagenschüttung.

Dieselbe erfolgt beispielsweise in dem Falle, wo durch Seitenentnahme der Damm gebildet wird. Die Schüttung besteht dann in horizontalen (Fig. 165) oder nur schwach geneigten Schichten (Fig. 166). Diese Art von Schüttung

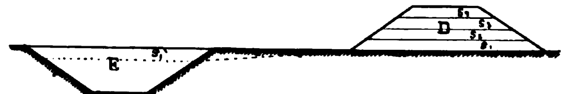


Fig. 165. Lagerschüttung in horizontalen Schichten.

wird auch in allen jenen Fällen Platz zu greifen haben, wo ein einseitiger Druck vermieden werden muß, wie dies z. B. in der Nähe von Dammobjekten

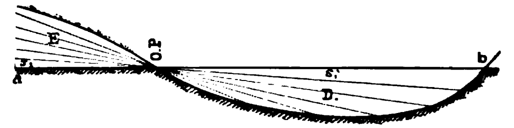


Fig. 166. Lagerschüttung mit geneigten Schichten.

(Durchlässen) eintritt (Fig. 167). In dieser Figur ist die um das Wegobjekt herum durchgeführte Lagenschüttung durch horizontale Schichten, der andere Teil des Dammes als Kopfschüttung hergestellt, durch stark geneigte Schichten

angedeutet. Diese Art ergibt die festesten Dämme, weil die einzelnen, auf die ganze Breite des Dammes hergestellten unteren Schichten infolge des permanenten Darüberfahrens während der Anschüttung durch das Gewicht der Transportgeräte, Pferde, Menschen etc. komprimiert werden und sich auch am gleichförmigsten setzen. Eine nahezu horizontale Schichtenlagerung kann man erzielen, wenn man den Damm von einem Gerüste aus schüttet, was bei allen hohen Dämmen der Fall sein wird (Fig. 168) und dort direkt anempfohlen werden muß, wo das Schüttungsmaterial Rutschungen ausgesetzt ist oder wo der großen Transportweite wegen mit Kippkarren etc. gearbeitet

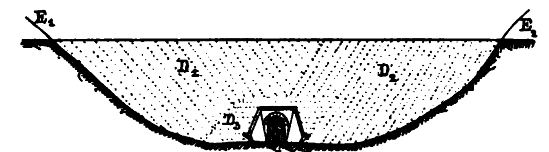


Fig. 167. Kombinierte Lager- und Kopfschüttung.

werden muß, die kein großes Gefälle vertragen, während bei Schubkarren bis 1 : 10 Gefälle Lagenschüttungen ausgeführt werden können. Die Höhe der Schichten beträgt ca. 1 m und darüber. Die Fahrbahn für Schubkarren (2 nebeneinander gelegte Pfosten) muß so angeordnet werden, daß sich die rückfahrenden Arbeiter mit den ankommenden nicht kreuzen. Aus Fig. 169 ist in Grundriß und Längenschnitt die Art des Einschnittaushubes und der Lagerschüttung vom Terrain-Nullpunkt aus, sowie die Situierung der Fahrbahn (durch eine starke Linie angedeutet) zu ersehen.

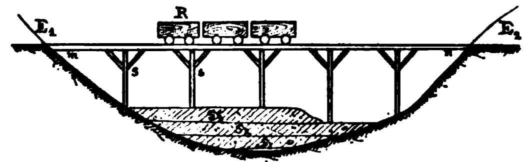


Fig. 168. Lagerschüttung mittels Gerüstung.

b) Kopfschüttung.

Bei derselben wird der Damm vom 0-Punkt aus in seiner vollen Breite und Höhe fortschreitend ausgeführt (Fig. 167). Der Damm setzt sich somit aus kegelartigen Partieen zusammen, deren Böschungen dem natürlichen Schüttungswinkel des jeweiligen Materiales entsprechen. Die größeren schwereren Schüttungspartikel kommen ganz unten zu liegen und ermöglichen bei felsigem Material eine bequeme natürliche Entwässerung. Bei verwitterbaren Bodengattungen und festen Erdarten (Letten etc.) hat jedoch diese Art der Schüttung den Nachteil, daß sich große Setzungen der Dämme einstellen. Bei größerem, rolligem Schüttungsmaterial müssen längs des Dammfußes Steinschlichtungen gemacht werden, damit das herabgestürzte Material nicht über die Grenzen des Dammfeldes hinauskollert. Frostschollen dürfen zur Schüttung nicht verwendet werden. Zu Kopfschüttungen werden zumeist nur Kippkarren verwendet, da bei der zumeist schmalen Dammkrone die Fahrten der nur seitlich zu entleerenden Schubkarren für die Hin- und Rückfahrt nicht

unterbrochen werden können. Ein Vorteil der Kopfschüttung ist das Entfallen jeder Höhenförderung. Für größere Erdbewegungen wird man eigene Rollbahnen mit Ausweicheanlagen, damit der Betrieb ein kontinuierlicher bleibt, und für Kopfschüttungen speziell Vorkipper verwenden, während bei der Lagenschüttung, also insbesondere bei Anschüttung von Plateaus, Seitenkipper in Anwendung kommen.

c) Schlichtung.

Diese Art der Herstellung eines Auftrages setzt nur Steine als Schüttungsmaterial voraus und besteht in einer aus freier Hand zu bewerkstelligenden lagerhaften Aneinanderreihung der einzelnen Steine. Es ist dies also die Herstellung von Steinsätzen und Trockenmauern. Diese Methode

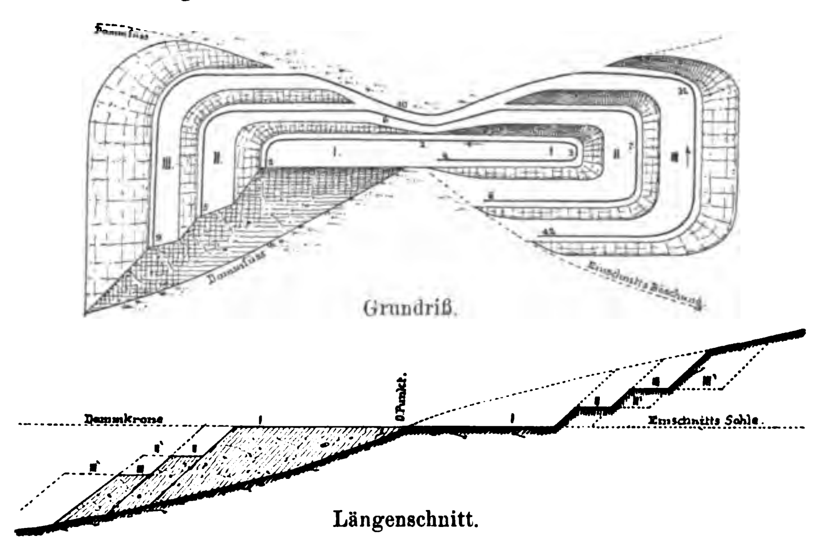


Fig. 169. Lagerschüttung (Anordnung der Fahrbahnen).

bietet den Vorteil der Ersparung von Dammmaterial, ist aber allgemein verhältnismäßig teuer; in einzelnen Fällen jedoch wird hierdurch die Dammanlage verbilligt. In der früheren Fig. 163 würde beispielsweise die $1^1/_2$ fußige Böschung ungemein lang werden, daher die Anlage einer Fußmauer bauökonomisch erscheint. Die Stärke derselben an der Krone ist ca. $d = 1 \text{ m} + \frac{h}{10}$ zu machen. In anderen Fällen ist ohne Steinsatz der Damm überhaupt nicht ausführbar (Fig. 164). Es wird durch derartige Schlichtungen auch bedeutender Grundbesitz erspart (in Ortschaften oft unbedingt notwendig), sowie endlich dort, wo der Dammfuß Unterspülungen ausgesetzt ist, gleichfalls zu Steinschlichtungen gegriffen werden muß.

d) Stampfung oder Walzung.

In jenen Fällen, wo der herzustellende Damm als Abschlußwerk eines Teiches oder dergl. dient, also ganz wasserdicht sein muß, wird das Material nicht nur einfach geschüttet, sondern muß in 10—20 cm hohen Schichten ge-

stampft oder gewalzt werden. Das hierzu verwendete Material (Erde) soll aus ca. 40 % Ton und 60 % Sand bestehen (höchstens 1/3 Ton und 2/3 Sand). Reiner Ton (Lehm) erzeugt nach Trockenheit Risse und Sprünge und hat nach langem Regen die Tendenz zum Fließen. Ist das Material zu sandig oder kiesig, so ist es nicht wasserundurchlässig. Das beste Material ist grobkörniger Sand, welcher gerade soviel Ton enthält, um die einzelnen Sandkörner zu binden, was obigem Prozentverhältnis entspricht. Eine besondere Dichtigkeit wird erreicht, wenn man das Dammmaterial mit Kalkmilch begießt, oder wenn zur Regenzeit gearbeitet wird, das feuchte Erdmaterial zeitweise mit Kalkpulver bestreut wird.

Das zu verwendende Erdmaterial muß vor der Verwendung von allen pflanzlichen Überresten befreit werden, welche sonst, später in Fäulnis übergehend, Hohlräume im Dammkörper bilden würden. Das Dammmaterial wird in 10—20 cm hohen Schichten aufgebracht, angefeuchtet und festgestampft oder gewalzt. Das Stampfen geschieht mit hölzernen oder eisernen Stößeln, das Walzen mit eisernen Walzen (bei einem Durchmesser $d = 700$ mm beträgt das Gewicht der Walze leer 700 kg, mit Sand gefüllt 1200 kg), welche von Pferden gezogen werden. Eine solche Walze kann täglich 80 m^3 Erde einwalzen (bei Dampfwalzen steigt die Leistung pro Tag bis 500 m^3, gemessen in komprimiertem Zustande). Bei Berechnung des zur Anschüttung und Stampfung notwendigen Dammmateriales ist zu berücksichtigen, daß die 20 cm starken Schichten bis auf 16 cm komprimiert werden.

II. Herstellung der Abträge (Einschnitte, Planien und Fundamentgruben).

1. Einschnitte.

a) Vorarbeiten.

Die geodätischen Arbeiten sind die gleichen wie beim Damm und werden auch hier in ähnlicher Weise die Profile geschlagen. Die anderen Vorerhebungen werden sich auf die Bodenuntersuchungen erstrecken. Nachdem behufs Feststellung der Aushubkosten die Bodenkategorie bekannt sein muß, so wird man daher in den Einschnitten eine Anzahl von Terrainaufschließungen in Form von Probelöchern (Bohrlöchern), Probegruben oder Schächten oder in Form von kleinen Voreinschnitten oder Schlitzen vornehmen, bei großen Einschnitten unter Umständen Stollen im Niveau des künftigen Weges etc. vortreiben, wodurch eventuell die Lagerung und das Einfallen der Schichten noch genauer bestimmt werden kann, was bei Felseinschnitten für die Bestimmung der Kosten oft von großer Bedeutung ist.

Man wird durch diese Untersuchungen die Lage und Mächtigkeit von eventuellen wasserführenden Schichten, Rutschflächen, das Vorhandensein und die Stärke von unterirdischen Quellwässern etc. konstatieren können. Auch durch die Betrachtung der äußern Bodenbeschaffenheit kann beispielsweise aus der Vegetation auf das Vorhandensein eines nassen Untergrundes oder der Tendenz zum Rutschen geschlossen werden. Solche bereits erfolgte Abrutschungen sind nach dem Vorhandensein von lokalen Terrainkegeln mit

oft schiefstehendem Baumwuchse zu erkennen, während ringsum die Böschung der Lehne eine gleichförmige ist. Derartige Stellen müssen bei Anlage von Wegen oder offenen Wasserleitungsgräben womöglich umgangen werden. Im Winter kann oft durch eine oberflächliche Schürfung das Vorhandensein einer stark wasserführenden Schichte konstatiert werden, wenn die gefrorene Bodenoberfläche entfernt wird.

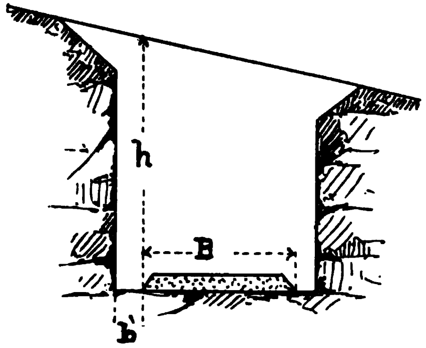


Fig. 170. Normalprofil für Felseinschnitte.

b) Gestalt der Einschnitte.

Jeder Einschnitt erhält an beiden Seiten der Basis (Krone) Entwässerungsgräben, welche je nach der voraussichtlichen Größe des abzuführenden Wassers verschieden tief und breit zu machen sind. Das Böschungsverhältnis richtet sich je nach der Materialbeschaffenheit und Lagerung der Schichten. In massigem Felsgebirge oder bei horizontaler Lagerung der Felsschichten und unverwitterbarem Materiale können vertikale Böschungen ausgeführt werden; die Böschungsköpfe werden sanft abgeböscht (Fig. 170).

Ist die Einschnittstiefe h größer wie 5 m, so ist die normale Breite B beiderseits um $b' = \frac{h}{10} - \frac{h}{30}$ zu verbreitern (je nach Material), damit später herabfallende verwitterte Stücke nicht auf die Fahrbahn fallen. Diese Er-

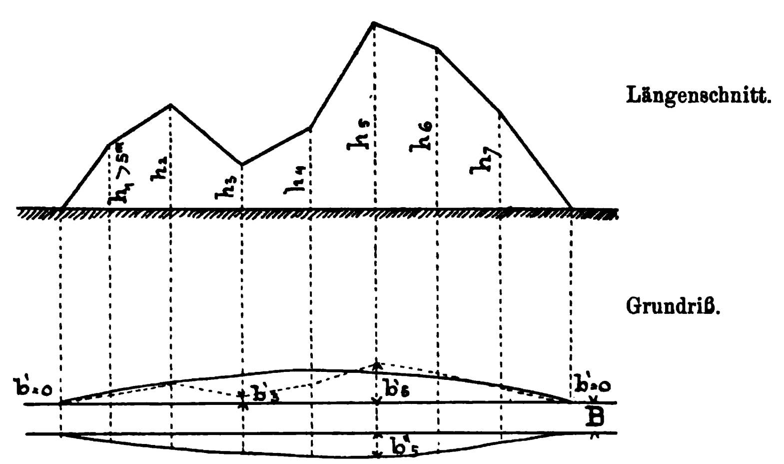


Fig. 171. Erbreiterung der Einschnittssohle.

breiterungen sind bei verschiedenen wechselnden Einschnittstiefen auszugleichen (Fig. 171). Ist für eine Entwässerung zu sorgen, so ist zu der Erbreiterung b' noch die normale obere Grabenbreite = 0,5 m zuzuschlagen.

Zumeist werden jedoch Felsböschungen mit $^1/_5$—$^1/_6$ Anzug anzulegen sein, wobei bei stärker einfallenden Schichten die eine Böschung nach dem Einfallwinkel, die andere, wo die Schichtenköpfe nachträglich zu sehen sind,

$^1/_5$—$^1/_6$ zu böschen sind (Fig. 172). Bei anderm Bodenmaterial als Felsen werden nachstehende Böschungsverhältnisse 1 : *n* genommen (Fig. 173 A):

für lockeren beweglichen Boden	1 : 2
„ lehmige Erde und losen Mergelboden . . .	1 : 1$^1/_2$
„ festen Lehm	1 : 1$^1/_4$—1 : 1.

Zu beiden Seiten der Einschnittsbasis werden unbedingt Entwässerungsgräben anzulegen sein (Fig. 173 B). Die Dimensionierung und das Gefälle solcher Gräben hängt von der Menge des abzuleitenden Wassers ab. Zu den Einschnitten gehören endlich auch die Ausschlitzungen oder Anschnitte. Diese Form der Einschnitte ergibt sich dann, wenn die talseitige Einschnittsböschung sehr niedrig wird oder wo zum Zwecke der Materialgewinnung Ausschlitzungen (Fig. 173 C) gemacht werden müssen. Fig. 173 D stellt einen sogenannten Anschnitt dar.

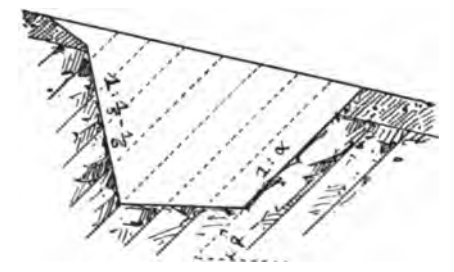


Fig. 172. Profil bei geneigten Felsschichten.

c) Herstellung der Einschnitte.

Bei kleineren Einschnitten wird man von den 0-Punkten aus beginnen und stufenförmig abbauen. Sind einige Stufen notwendig, dann müssen diese

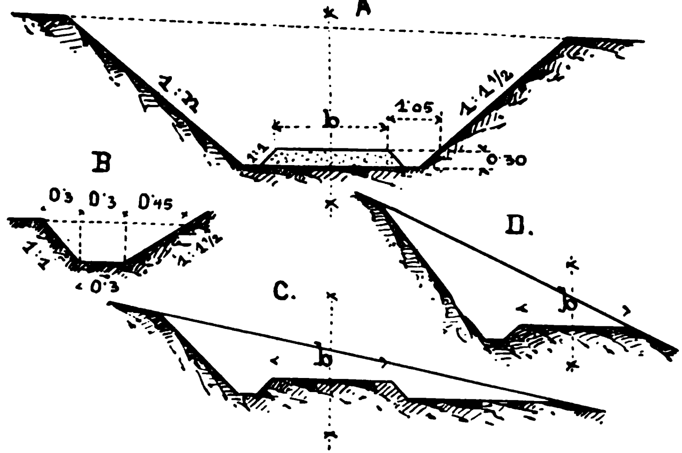
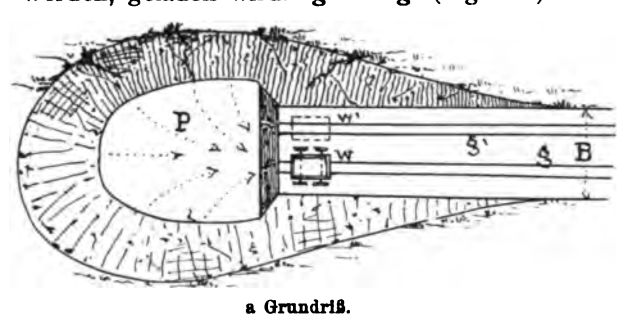


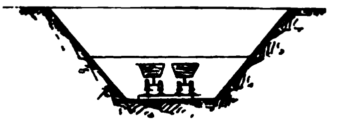
Fig. 173. Normalprofile für Erdeinschnitte.

Stufen (Etagen *P*) mittels Rampen *R* miteinander verbunden werden. Eine andere Art des Abbaues ist der Etagenbau mit Vortrieb eines Sohlenschlitzes, wenn der Abtrag breiter ist (z. B. bei tiefen Planien) — in diesem Falle wird das Material direkt von der Etage aus in die Rollwagen etc. geworfen. Rampen können auf einer oder beiden Seiten angelegt werden, je nach der Ausdehnung der Erdarbeit.

Fig. 174 a und b stellen Grundriß und Querschnitt eines Einschnittabbaues mit einer Etage P ohne Rampe vor. In Fig. 175 ist perspektivisch dargestellt, wie ein Materialwagen W bis an den Böschungsfuß des Plateaus angefahren, mittels eines Pfostens, auf welchem die Schubkarren geführt werden, geladen wird. g und g' (Fig. 174) bedeuten die Rollbahngeleise für die Zu- und Abfahrt. In Fig. 176 stellt S den in die unterste Etage vorge-



a Grundriß.



b Querschnitt.

Fig. 174. Etagen-Abbau ohne Rampen.

triebenen Sohlschlitz dar, in welchen die Wagen W vorfahren und mittels Schubkarren von den über den Sohlenschlitz gelegten Pfosten $a a'$ aus vollgeladen werden. Fig. 177 veranschaulicht einen Einschnittsbetrieb mit 2 Etagen P_1 und P_2 und den zugehörigen Auffahrtsrampen und stellt speziell 177 a den Querschnitt mn, 177 b den Längenschnitt rs und 177 c die Daraufsicht des

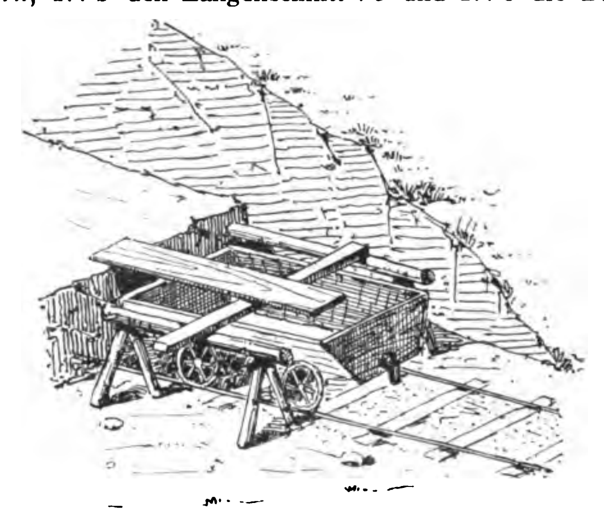


Fig. 175. Etagen-Abbau ohne Rampen (perspektivische Ansicht).

Einschnittes im Stadium des Arbeitsfortschrittes dar. Die provisorische Abrechnung der geleisteten Arbeiten pro Woche oder Monat gegenüber dem Akkordanten geschieht gewöhnlich nach Figuren oder, wo dies nicht tunlich, nach Querprofilen. Bei Lösung des Bodens selbst gilt als Regel, daß zuerst mit dem Fuße begonnen wird, so daß bei Untergraben desselben womöglich ein größerer oberhalb liegender Teil des Bodens selbst abstürzt oder durch wenig Nachhilfe von oben zum Abstürzen gebracht wird. Natürlich darf dabei

kein Menschenleben in Gefahr kommen. Die Höhe der Angriffswand richtet sich nach dem natürlichen Böschungs- (Schüttungs-) winkel des Materiales. Bei ganz losem Material wird entsprechend dem Fortschritte des Abgrabens das oberhalb gelagerte Material nachrollen. Bei festem Fels können sehr steile und hohe Wände stehen bleiben; bei mittlerem Material wird man nicht über 4 m gehen, also beispielsweise auch die Etagen nicht höher anlegen. Man muß weiter trachten, möglichst große resp. lange Angriffsflächen zu erhalten, um am Fuße dieser Wände möglichst viel Fördergefäße aufstellen zu können.

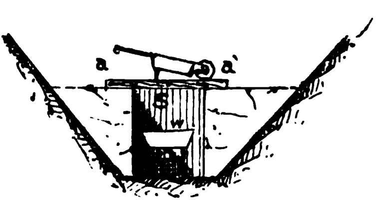


Fig. 176. Abbau mit Sohlschlitz.

Durch die Herstellung eines Einschnittes werden unter Umständen die Gleichgewichtsbedingungen des gewachsenen Bodens gestört; insbesondere ist dies bei stark einfallenden Schichten und bei Wasserführung der Fall. Ferner

Fig. 177 a. Querschnitt *m n*.

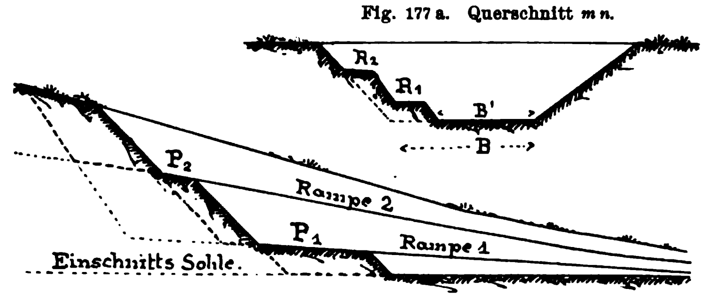


Fig. 177 b. Längenschnitt *r s*.

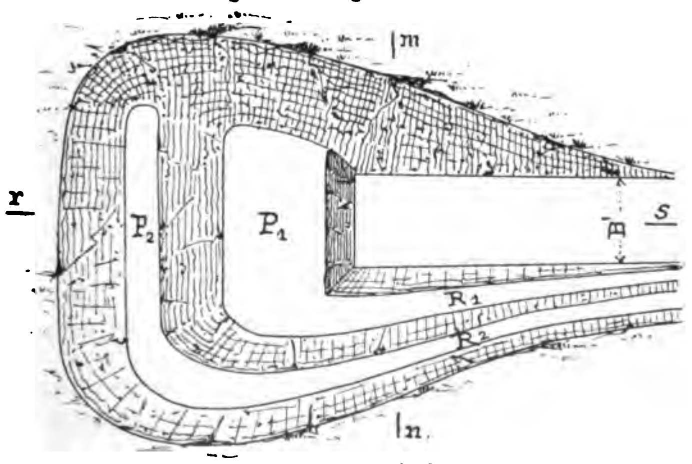


Fig. 177 c. Daraufsicht.
Etagen-Abbau mit Rampen.

kann auch der Frost (durch Aufblähen) Ursache zu Bodenbewegungen und Rutschungen geben. Endlich kann durch künstliche Belastung der Böschungen durch oberhalb plazierte Erddeponien die Störung des Gleichgewichtszustandes veranlaßt werden. Bei wasserführenden Schichten ist die Rutsch- oder Gleit-

fläche zumeist Letten oder geschichteter (plattenförmiger) Fels. Ein Rutschen ist auch zu gewärtigen, wenn der Einschnitt in einen alten Bergsturz, Schuttfeld zu liegen kommt. Solches Rutschterrain ist, wo tunlich, zu umgehen oder gründlich zu entwässern. Die Herstellung eines Einschnittes muß also allgemein derart geschehen, daß derselbe in seiner ursprünglichen Form immer erhalten, also standfähig bleibt. Diese Erhaltung der Einschnitte wird bewerkstelligt werden können, wenn man:

I. alle die das Gleichgewicht des Bodens störenden Ursachen beseitigt oder

II. Gegenmassen schafft, durch welche der Erdschub parallelisiert wird.

Wir gelangen daher zu den:

d) Schutzvorkehrungen zur Erhaltung der Einschnitte.

Hierzu gehören:

1. Die richtige Wahl des Abböschungsverhältnisses mit Bezug auf das vorhandene Bodenmaterial.

2. Die Vermeidung einer künstlichen Belastung durch knapp oberhalb der Böschungen liegende Materialdeponien.

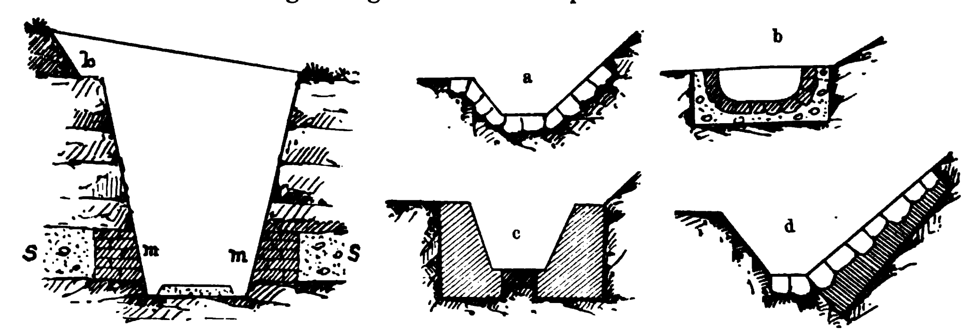


Fig. 178. Verkleidung loser Schichten. Fig. 179. Sicherung der Einschnittsgräben.

3. Die Versicherung der Einschnittsböschungen durch Bekleidungen oder Verkleidungen. Die Bekleidungen bestehen aus einer herzustellenden 15—30 cm starken Humusschicht, welche besämt wird, oder aus einer Flach- oder Kopfrasenverkleidung oder endlich aus niederen Flechtzäunen, mit welchen rautenförmig die Einschnittsböschung überzogen wird. Die Verkleidung von einzelnen losen Schichten *s* geschieht mittels Steinpfeilern *m*, welche zuerst in gewissen Entfernungen hergestellt und dann nachträglich mit einer Mauer vollständig verbunden werden (Eig. 178).

4. Schutz gegen Unterwaschung und Unterspülung.

a) Auspflasterung oder Ausmauerung der Einschnittgräben, oder

b) Schutz des Fußes durch Mauerung, Rasenbelag, Pflaster, Flechtzaun (wie bei Dammfüßen).

In den Figuren 179 und 180 sind verschiedene Arten dieser Schutzbauten dargestellt: (Fig. 179 a) einfaches Trockenpflaster; 179 b Pflaster in Zementmörtel auf ein Bett von Grobmörtel (Kleinbeton) gelegt; 163 c beiderseitiges hydraulisches Mauerwerk; 179 d Pflaster mit liegender Fußmauer; 180 a—e ähnliche Sicherungsbauten, bedingt durch verschiedene lokale Beschaffenheit

des Untergrundes. Wird die linksseitige Futtermauer (Fig. 180 f) erhöht, so kann dadurch an Materialaushub wesentlich gespart werden. Diese Aufführung einer hohen Futtermauer ist jedoch auch in dem Falle notwendig, wenn eine in der Nähe liegende Eigentumsgrenze (Haus etc.) respektiert werden muß.

5. Abwässerung der Einschnittsböschungen, d. h. Abführung des Tagewassers durch Anlage von Saum- und Fußgräben. Die ersteren sollen möglichst weit, jedenfalls mindestens 1,0 m vom oberen Böschungsrand entfernt

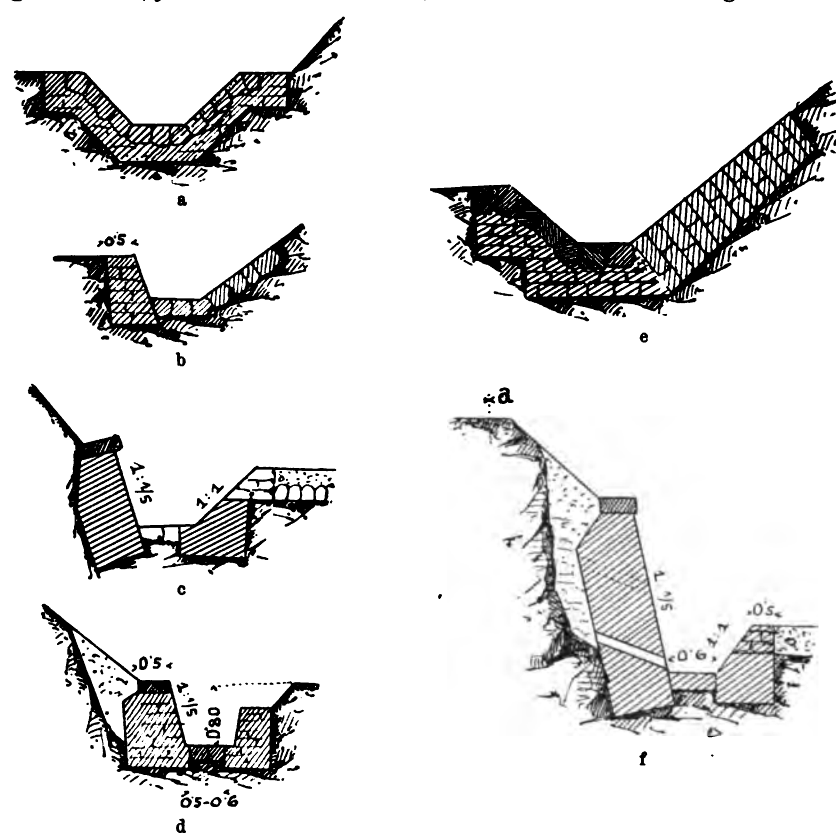


Fig. 180. Versicherung der Einschnittsböschungsfüße und Gräben.

angelegt werden (Fig. 181). Diese Gräben können bei durchlässigem Material ausgepflastert werden (siehe auch Fig. 179 b, c).

Kommen in der Einschnittslinie Terrainmulden vor, so müssen die Saumgräben-Gefälle *(a b c)* hierher gravitieren und wird dann das Wasser durch gepflasterte Mulden *(b d)* über die Böschung des Einschnittes herab in den Fußgraben *e f* geleitet. Den Einschnitts- (Fuß-) Gräben gibt man min. $\frac{1}{600}$, den Saumgräben min. $\frac{1}{300}$ Gefälle. In normalen Fällen werden die Saumgräben *g a b* und *h i d* (Fig. 183) dem Terrain entsprechend größeres Gefälle aufweisen und nach den beiden 0-Punkten *e* und *f* des Einschnittes gravitieren und dort zumeist auch auslaufen.

6. Entwässerung. Zum Unterschiede von der früher besprochenen Abwässerung oder Oberflächenentwässerung ist in jenen Fällen, wo die Meteorwässer in die Tiefe eindringen, eine Tiefenentwässerung notwendig. Die Entwässerung kann erfolgen mittels: Sickergräben, Sickerstollen und Schächten, Drainagen und Steinsporen oder Steinrippen.

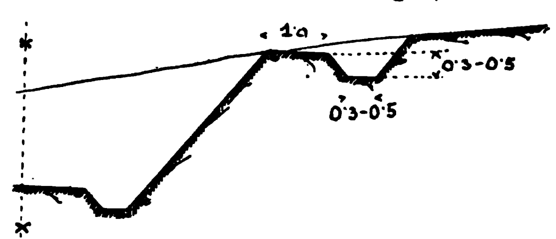


Fig. 181. Abwässerung durch Saumgräben. Querschnitt.

a) Sickergräben sind in Form von schmalen Drainagegräben oder breiteren Gräben ausgehobene Schlitze, auf deren Basis ein Drainrohrstrang oder Steinplatten und Schotter oder ein Sickerkanal (Dohle) in Trockenmauerwerk gelegt werden. Sie müssen immer bis unter die wasserführende Schichte abgeteuft werden. Die Gräben erhalten 1—2 % Gefälle. Es dürfen keine Baumpflanzungen oder Sträucher in nächster Nähe angelegt werden, da sonst die Wurzeln die Zwischenräume der Sickerdohlen etc. verstopfen.

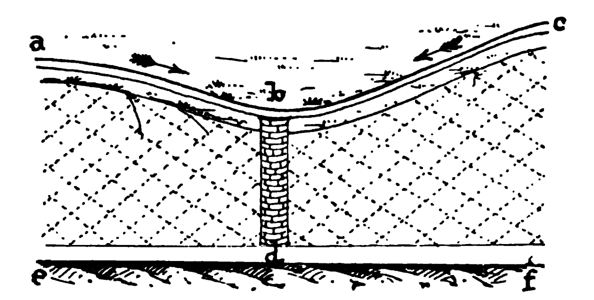


Fig. 182. Abwässerung durch Saumgräben. Längenansicht.

In Fig. 184a liegt die wasserdurchlässige Schichte *w* knapp unter der Humusschicht und wird der Sickergraben durch ein Drainagerohr *r* und darauf geschüttetes Gerölle das Wasser zur Abfuhr bringen. In Fig. 184b liegt die wasserführende Schichte *w* unter Terrain und ist der Sickergraben auf die der Mächtigkeit der Schichte *w* entsprechende Höhe mit Steinen ausgeschlichtet,

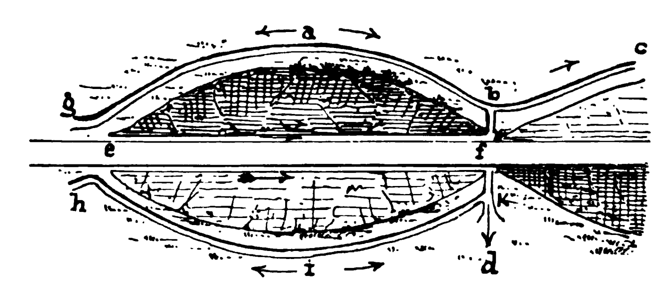


Fig. 183. Abwässerung durch Saumgräben. Daraufsicht.

die Oberfläche des Grabens überdies durch Flachrasenbelag gesichert. In Fig. 184c erscheint infolge größerer Grundwassermengen ein eigener Sickerkanal hergestellt.

Statt der Gräben können Terrassen ausgehoben und in dieselben Steinschlichtungen *m* eingebaut werden (Fig. 185). Ist der Auftritt von Grund

(Quellwasser) lokal, so werden in die Böschung starke Steinpflasterungen (*m* angelegt und zwar in dem Umfange, soweit die Durchfeuchtung der Böschung stattfindet.

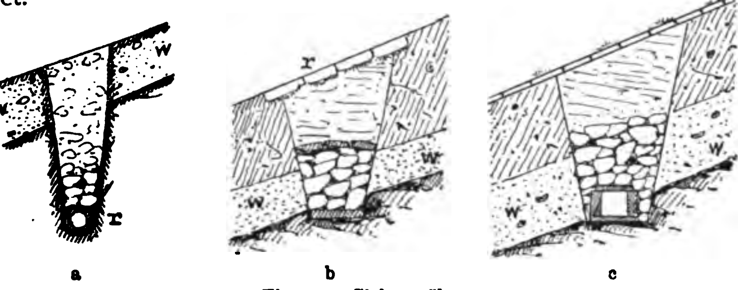
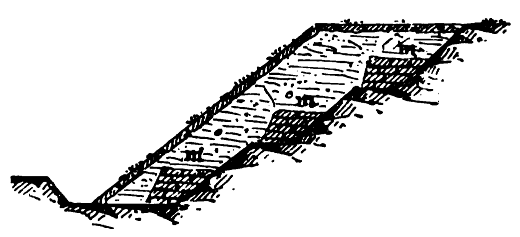


Fig. 184. Sickergräben.

Ist eine größere Rutschung zu befürchten, dann müssen diese Entwässerungsschlitze weit ab von der Einschnitts-Böschung bis auf die wasserhaltende Schichte niedergebracht werden (Fig. 186).

b) Sickerstollen und Schächte. Die Stollen sollen womöglich gangbar (also mindestens 1,5 m hoch) oder schliefbar (also mindestens 0,7 m hoch) angelegt werden. Man treibt die Stollen zuerst vor, zimmert sie aus und baut sie erst später aus, wenn ihre gute Funktionierung genügend konstatiert erscheint (Fig. 187a u. b). Dieses Ausbauen erfolgt entweder durch Ausschlichten mit Steinen oder Einbau eines Entwässerungskanales auf die Stollensohle und Ausschlichtung des frei bleibenden Raumes mit Steinen. Statt eines Kanales können auch Drainageröhren nach Bedarf eingelegt werden, um überhaupt eine größere Öffnung permanent für das abfließende Wasser offen zu halten.


Fig. 185. Entwässerung mit Steinschlichtungen.

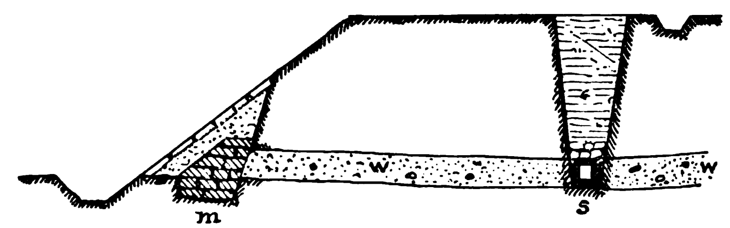
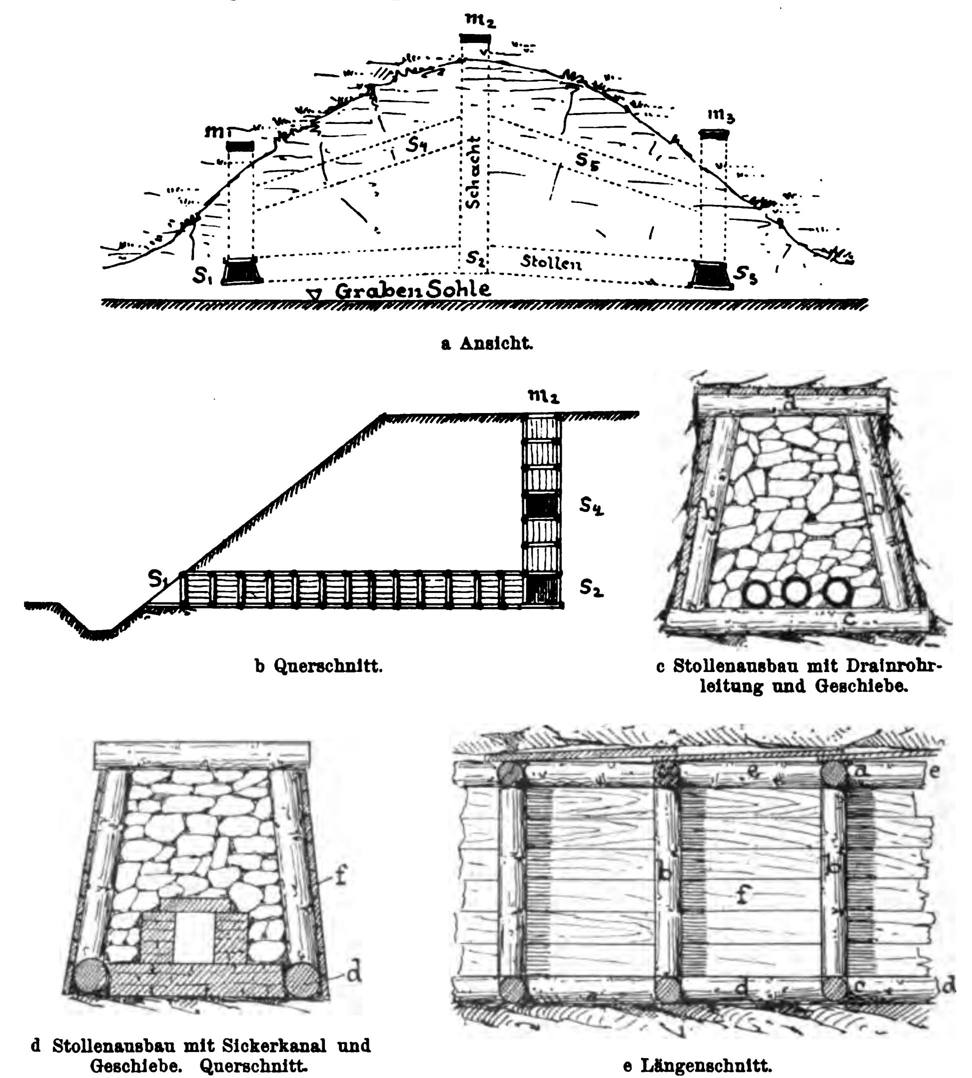


Fig. 186. Entwässerung durch Steinschlichtung und Sickergräben.

Fig. 187a zeigt die Ansicht einer Einschnittsböschung, welche durch 3 Sickerschächte m_1, m_2, m_3 und 2 am Fuße der Schächte m_1 und m_3 abzweigende Sickerstollen s_1 und s_3, welche in den Einschnittsgraben ausmünden, entwässert wird. Im Falle der Notwendigkeit können in höherer Lage auch noch die Verbindungsttollen s_4 und s_5, eventuell auch s_2 vorgetrieben werden. Fig. 187b stellt den Querschnitt bei Anlage eines Schachtes m_2 und eines Haupt-

ableitungsstollens $s_1 s_2$ vor. Die Auszimmerung und den Ausbau der Sickerstollen durch Steinausschlichtung und mittels dreier Drainagerohrstränge stellt Fig. 187 c dar; dasselbe mit gemauertem Sammelkanal (für größere Quell- oder Grundwassermengen) ist aus Fig. 189 d, die Art der Auszimmerung des Stollens



a Ansicht.

b Querschnitt.

c Stollenausbau mit Drainrohrleitung und Geschiebe.

d Stollenausbau mit Sickerkanal und Geschiebe. Querschnitt.

e Längenschnitt.

Fig. 187. Entwässerung durch Sickerstollen und Schächte.

im Längenschnitt aus Fig. 187 e zu entnehmen. Fig. 188 zeigt die Art der Auspölzung sehr tiefer Lehnen (Sickerschlitze) A; in diesem Falle ist auch unterhalb der offenen Einschnittsgräben eine Sickerdohle s_3 projektiert.

c) Drainage. Ist die Einschnittsböschung nicht sehr hoch, so genügt eine Anzahl von entsprechend tief gelegten Drainagerohrsträngen (Fig. 189 a und b); wird die Länge der letzteren eine bedeutende, so können auch Quer-

drainstränge gelegt werden (Fig. 190). Die Art der Durchführung dieser Arbeit wird in dem Kapitel über Röhrendrainage näher behandelt werden.

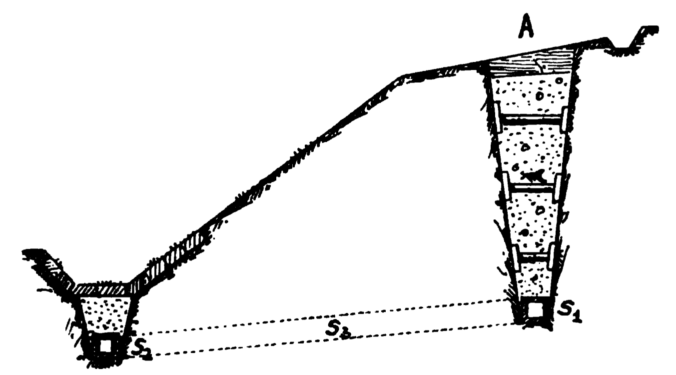


Fig. 188. Auspölzung tiefer Sickerschlitze.

d) Steinrippen oder Steinsporen sind Steinschlichtungen, welche als Sickerschlitze eine lokale Entwässerung, gleichzeitig jedoch als Widerlager

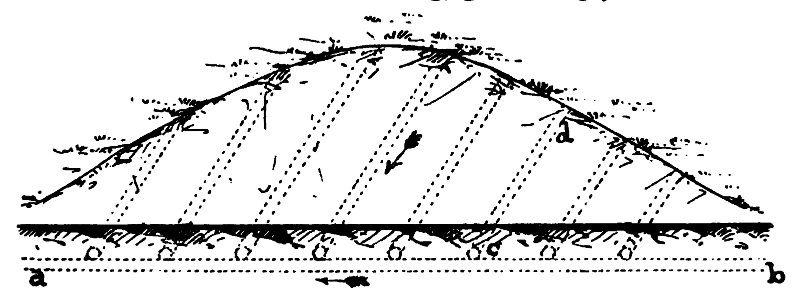


Fig. 189 a. Entwässerung durch Längsdrainage. Ansicht.

eine Entlastung des Einschnittes im Druckgebirge bezwecken, zu welch letzterem Ende diese Steinsporen bis auf eine feste, widerstandsfähige Boden-

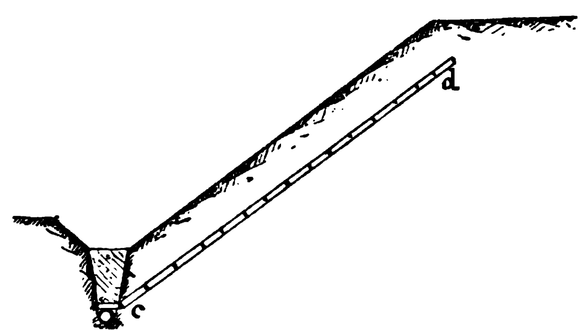


Fig. 189 b. Entwässerung durch Längsdrainage. Querschnitt.

schichte niedergebracht werden müssen. Der Aushub erfolgt schlitzförmig $1^1/_2$—2 m tief und werden die Längssporen selbst zumeist mit Quersporen sprengwerkartig verbunden oder auch bogenförmig angelegt. Zweck-

dienlich ist eine am Fuße angelegte Sickerdohle. Die zwischenliegenden Felder werden mit Rasen bedeckt oder besämt. Fig. 191, 192 und 193 zeigen die

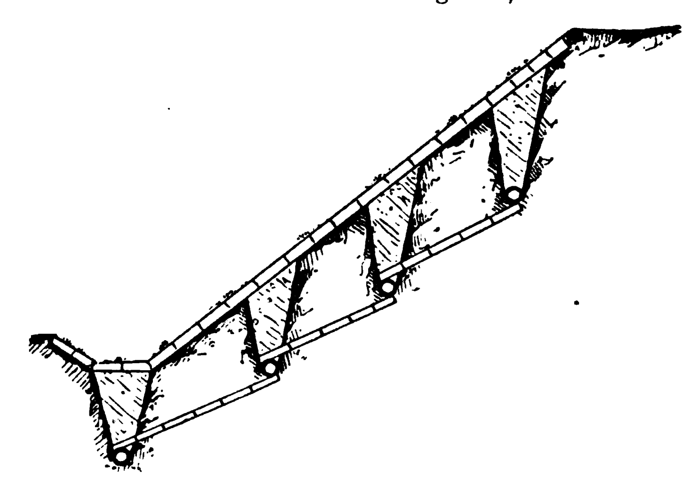


Fig. 190. Entwässerung durch Längs- und Querdrainage.

Anordnung solcher lokal an jenen Stellen der Einschnittsböschung angelegten Steinsporen, wo Quellwässer austreten; durch Fig. 194, 195 und 196 sind die

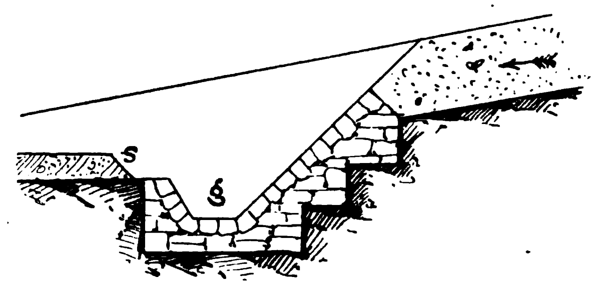


Fig. 191. Einfache Steinrippe.

Haupttypen der Ansichtsflächen derartiger Steinrippen repräsentiert. Bei ausschließlichen Gleichgewichtsstörungen müssen, wie früher erwähnt, Gegen-

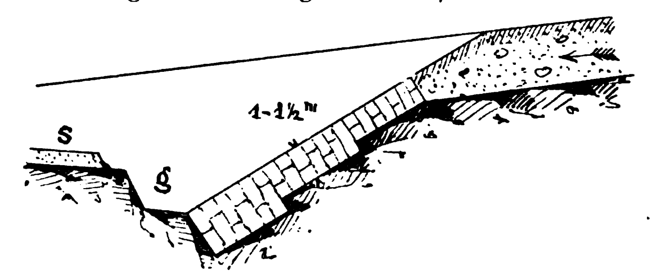


Fig. 192. Einfache Steinsporen (Querschnitt).

massen in Form von Widerlagern geschaffen werden, wozu Steinschlichtungen, Steinsätze, Stützmauern, Abspreizungen und Erdwiderlager zur Anwendung kommen können. Bei dem Erdbodenwiderlager

werden größere Massen ausgehoben, dieses Material deponiert und getrocknet, durch Steinsätze die inneren Böschungen permanent entwässert und das deponierte Material eingefüllt und womöglich gestampft. In Fig. 197 erscheint die Abbauung einer durch rolliges Gebirge ausgefüllten Mulde in der felsigen Liegendschichte durch ein Widerlager in Form eines Steinsatzes *M* in der Ansicht gegeben. Fig. 198 stellt die Sicherung der Einschnittsböschung gegen Abrutschen durch ein **Fußwiderlager** (Mauerwerk) vor. In Fig. 199 ist die ganze Oberfläche der Einschnittsböschung durch einen 1 m starken Steinsatz abgebaut, während in Fig. 200 einer eventuellen Bewegung der rechten, aus

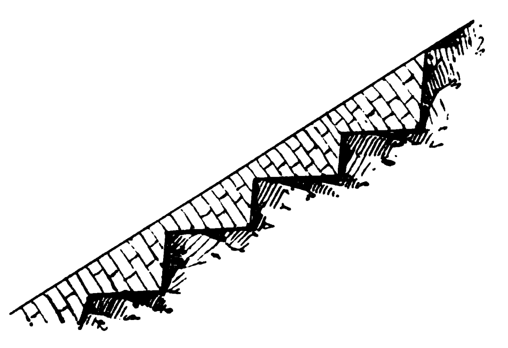


Fig. 193. Steinrippen (Querschnitt).

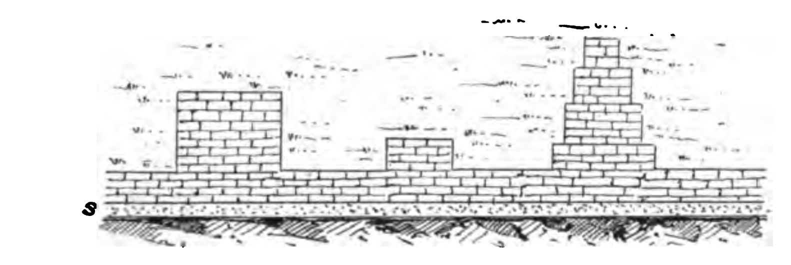


Fig. 194. Steinrippen (Ansicht).

lehmigem Rutschterrain bestehenden Einschnittsböschung durch eine kräftige liegende Stützmauer als Widerlager vorgebeugt werden soll.

2. Planien.

Planien sind Abträge, bei welchen die Längen- und Breitendimensionen nicht wesentlich verschieden, die Aushubtiefe selbst dabei nur eine unbedeutende ist. Über solche Planien wird zuerst ein Flächennivellement durchgeführt, der Auf- oder Abtrag bis zur Planienebene gerechnet, auf jedem Pflock dieses Ausmaß (+) aufgeschrieben und das Planienniveau daneben in Form einer Grube faktisch ausgehoben oder durch einen in der Höhe der Planienkrone geschlagenen Pflock (bei Aufträgen) markiert. Die Zwischenpunkte werden sodann mittels 1 m hoher **Visierkreuze** einvisiert.

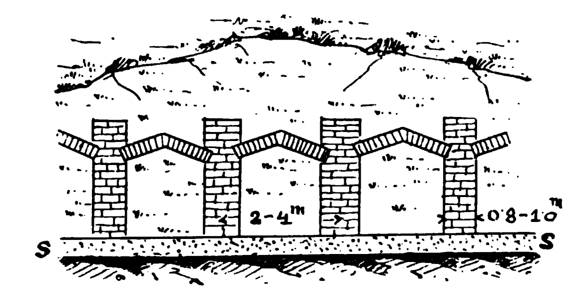


Fig. 195. Sprengwerkartige Steinrippen (Ansicht).

3. Fundamentgruben.

a) Aushub.

Bevor mit dem Aushub dieser Einschnitte, bei welchen die Länge und Tiefe vorherrschend, die Breite zumeist gering ist, begonnen wird, ist die

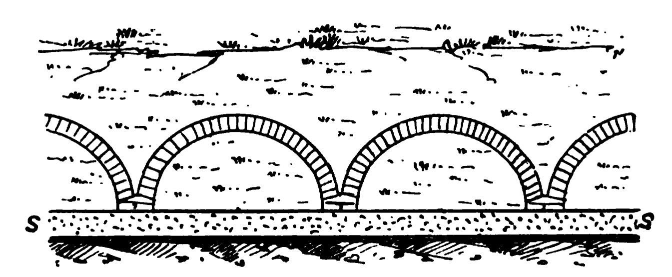


Fig. 196. Bogenförmige Steinsporen (Ansicht).

Grube auszustecken. Nachdem solche Fundamentgruben zumeist mit senkrechten Wänden auszuheben sind, gehen die die genaue Grundrißform der Grube begrenzenden bezw. markierenden Pflöcke bei zunehmender Aushubtiefe sehr bald verloren, indem sie aus der senkrechten Böschung herausfallen.

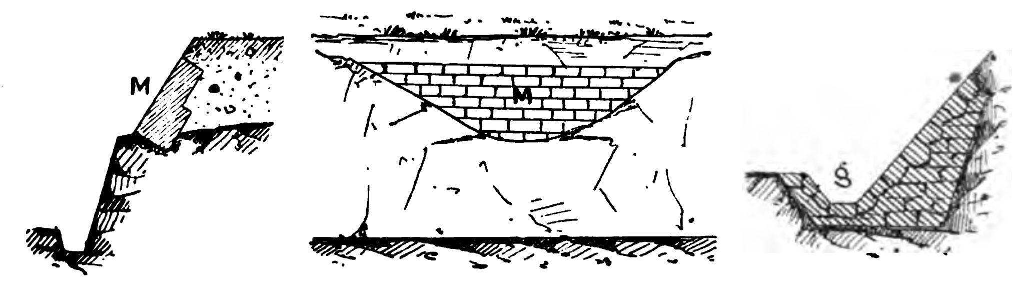


Fig. 197. Steinsatz als Widerlager. Fig. 198. Fußwiderlager.

Aus diesem Grunde werden sogenannte Schnurgerüste geschlagen, über welche Schnüre festgespannt gelegt und von diesen Schnüren aus die

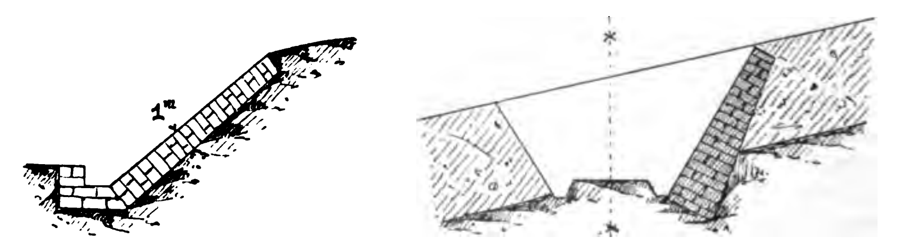


Fig. 199. Steinsatzbekleidung als Widerlager. Fig. 200. Stützmauer als Widerlager.

genaue Begrenzung der Böschungen abgesenkelt werden (siehe Fig. 201). Der Aushub selbst geschieht zumeist stufenförmig. Bis 2 m Tiefe wird das Material mit der Schaufel ausgeworfen. Bis 4 m Tiefe kann noch mit doppeltem Schaufelwurf ausgereicht werden, indem das Material von unten zuerst auf ein provisorisches Plateau geworfen und dort von einem zweiten Arbeiter

bis auf die Terrainoberfläche befördert wird. Bei noch größern Tiefen müssen Ausfuhrrampen angelegt oder, wo dies nicht zweckdienlich, das Material mit Kübeln und Winden hinaufgezogen werden.

b) Sicherung gegen Einsturz.

Gewisse Bodengattungen, wie Fels, trockene feste Lehm- und Lettenböden, soweit sie nicht Druckgebirge sind, werden bei vertikalem Aushub genügend standfest sein, um während der Dauer des Baues nicht einzustürzen. Ist das Material rollig, naß etc., so müssen die Fundamentgruben-Wände abgepölzt, bei Flugsand, schwimmendem Gebirge etc. wie ein Schacht ausgezimmert werden. Die Stützen, Spreizen, Stempel müssen entsprechend ihrer Länge so stark genommen werden, daß sie dem Boden- (Erd-) Druck genügenden Widerstand gegen Durchbiegung entgegensetzen.

c) Entwässerung der Baugruben.

Auf der jeweiligen Sohle der Baugrube wird an der tiefsten Stelle immer eine kleinere Mulde ausgehoben (ein sogenannter Sumpf hergestellt), in welchem

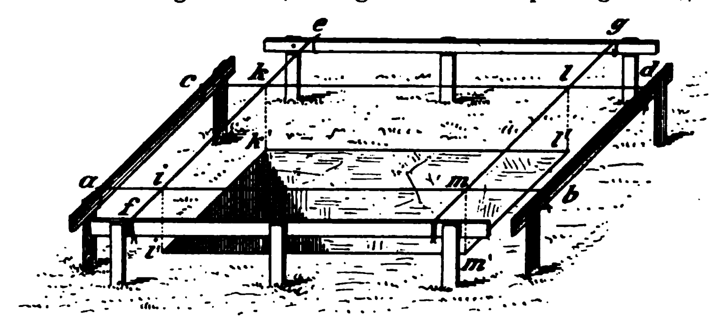


Fig. 201. Schnurgerüst.

sich die Grund- oder Quellwässer sammeln, und aus welchem dieselben durch Handeimer mittelst Winde und Eimer, mittelst einer Saugpumpe (2 stieflige Baupumpe) oder einer Zentrifugalpumpe gehoben werden.

α) Handeimer.

1 Arbeiter kann täglich ca. 50 m³ Wasser auf 1 m Höhe heben, wobei jedoch nur 6 Stunden Arbeitszeit angenommen werden und die maximale Förderhöhe bei 2 Arbeitern 2—2½ m beträgt.

β) Baupumpen.

Solche Saugpumpen haben eine beiläufige Leistungsfähigkeit von 10 bis 12 m³ pro Stunde bei einem Betrieb von 2 Mann, fördern also in 6 Stunden ca. 60—72 m³. Die maximale Förderhöhe beträgt bei rationeller Arbeit 6 m, wobei ca. 5,5 m auf die Saugschlauchhöhe entfallen. Bei Saughöhen über 6 m wird man daher eine Zwischenpumpstation auf einem Plateau einrichten müssen.

γ) Zentrifugalpumpen.

Dieselben werden zumeist durch eine Lokomobile angetrieben und für größere Wassermengen verwendet. Je nach dem Durchmesser der Röhren

bezw. der Pumpe und der Umdrehungsgeschwindigkeit ist die Leistungsfähigkeit verschieden. Die rationelle Förderhöhe (Saug- und Druckhöhe) reicht bis ca. 15 m, wobei die Saughöhe nicht über 3—5 m genommen, daher die Pumpe in die Baugrube hineingestellt werden soll, wenn dieselbe tiefer als 4—5 m ist. Die Leistungsfähigkeit und der Kraftverbrauch (Antrieb durch eine Lokomobile) für kleine Zentrifugalpumpen sind aus nachstehender Tabelle zu entnehmen:

Rohrdurchmesser	50 mm	80 mm	110 mm.
Leistung pro Stunde	35 m^3	50 m^3	100 m^3.
Kraftverbrauch in Pferdekräften für mittlere Förderhöhen	1 HP	1,5 HP	3 HP.

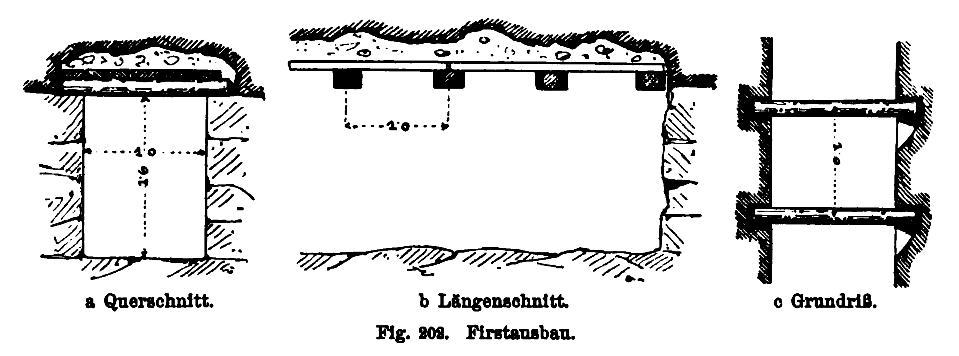
III. Herstellung der Stollen und Schächte.

1. Stollen.

Die Achse des vorzutreibenden Stollens ist in erster Linie über Terrain auszustecken, die beiden Mundlöcher (Ein- und Auslauf, oder Stollen-Anfang und Ende) zu fixieren und zuerst die Voreinschnitte als Tagarbeit auszuheben. Die Länge der Voreinschnitte wird sich einerseits nach der Materialbeschaffenheit, andererseits nach der Tiefenlage der Einschnittssohle unter der Terrainoberfläche richten. Sodann beginnt erst die eigentliche bergmännische Arbeit — „der Stollen-Vortrieb". Die Profilform eines Stollens ist bei ausgemauerten Stollen zumeist die Kreis-, Hufeisen- oder Eiform, bei nicht ausgemauerten aber gepölzten Stollen die Trapezform, bei nicht ausgemauerten und nicht ausgepölzten Stollen die rechteckige oder gemischtlinige Querschnittsform. Man bezeichnet bergmännisch den unteren Teil des Stollens als Sohle, den oberen Teil als Decke oder First, die Seitenwände mit Ulmen oder Stöße, insbesondere mit Rücksicht auf die Auszimmerung. Bei den im Vortriebe befindlichen Stollen heißt das jeweilige Ende desselben, an welchem gearbeitet wird: Vorort, Feldort, Brust. Der Aushub oder Vortrieb geschieht ununterbrochen Tag und Nacht und wird 2, 3 oder 4 schichtig gearbeitet, je nachdem der Arbeiter binnen 24 Stunden vor Ort 12, 8 oder 6 Stunden verbleibt, worauf ein Schichtenwechsel eintritt. Die Bergarbeiter („Häuer") fahren um 6 Uhr früh ein und bei 12stündiger Schicht um 6 Uhr abends aus. Die Arbeit kann entweder im Tagelohn oder im Akkord (Gedinge) erfolgen. Der Aushub (Abbau), die Häuerarbeit, besteht nun bei festem Felsen im Bohren und Schießen, bei gut geschichtetem Gebirge in der Schlägel- und Eisenarbeit (für Brechstangen ist das Arbeitsprofil zu beschränkt); bei den festen Erdbodengattungen wird die Keilhauerarbeit einzutreten haben (mit Spitzhaue oder Krampen), während in den leichten oder rolligen Gebirgs- bezw. Erdarten das Gewinnen des Materials mit der Schaufel und Einfüllen in die Fördergefäße „Wegfüllarbeit" heißt. Erfolgt der Stollenvortrieb in festem, massigem oder geschichtetem, jedoch druckfreiem Felsengebirge, so wird das Aushubprofil keiner weiteren Sicherung bedürfen, um die Profilform des Stollens, also auch die Sicherheit der Begehung aufrecht zu erhalten. Ist das Gebirge jedoch ein Druckgebirge oder das Material an und für sich nicht auf die Dauer standfähig, so muß der Stollen ausgezimmert oder ausgemauert werden, was man den „Ausbau" des Stollens nennt.

a) Auszimmerung.

Ist Sohle oder Ulme vollständig tragfähig und nur die Decke, der First, zu versichern, so werden zuerst sogenannte Kappen (Rundholz) in ca. 1—1$^1/_2$ m Entfernung, welche ihr Widerlager in entsprechenden in den Ulmen ausgehobenen Löchern (Buhnlöchern) haben, versetzt (Fig. 202). Oberhalb derselben werden Bretter, Pfosten, Schwartlinge eventuell Mann an Mann



a Querschnitt. b Längenschnitt. c Grundriß.

Fig. 202. Firstausbau.

gelegt (die „Verziehung" genannt), d. h. also ausgeschalt, und der noch freie Zwischenraum mit Steinen gut augeschlichtet (ein „Versatz" gebildet). Fig. 202 a stellt den Querschnitt, 202 b den Längenschnitt, 202 c den Grundriß einer solchen Stollen-Deckenversicherung dar. Sind die Seitenwände (Ulmen) nicht genügend standfähig, dann müssen die Kappen *a* mittels Rundhölzer *b* gestützt werden, welche eigentlich Ulmen, Stempel oder Ständer genannt werden; die letzteren müssen mit der Scharhaue „ausgeschart" werden, damit die Kappe ein gutes Auflager erhält (Fig. 204 c). Bei vollständig widerstandsfähiger, felsiger Sohle stehen die Ständer unmittelbar auf derselben auf; bei etwas nachgiebigerem Material wird der Vertikaldruck durch einen Unterlagspfosten *s* auf die Sohle vermittelt, also pro m² verringert, da auf eine größere Fläche verteilt (Fig. 203). In den meisten Fällen muß bei nicht felsigem oder sehr druckreichem Gebirge ein ganzes Geviert „ein Türstock" eingebaut werden. Die Verschalung oder Verladung des Firstes und der Ulmen geschieht mittels Bretter (*h*) [Pfosten] oder Schwartlinge (*g*) [Fig. 204 a]. Zur Fixierung der einzelnen Türstöcke, sowie zur Parallelisierung von seitlichem Gebirgsdruck werden Sprengpolzen (*c*) eingeschaltet und zwar nur am First (*c* oder *c'*) oder auch auf der Sohle (*c''*) [Fig. 204 b]. Das Gezimmer wird zu Tage abgebunden, die Kappen zuerst provisorisch in der Mitte mittels Ständer aufgehängt und dann erst die definitiven Ständer *b* eingebracht. Die Türstöcke werden zumeist in 1 m Entfernung, bei sehr druckreichem Gebirge zuweilen

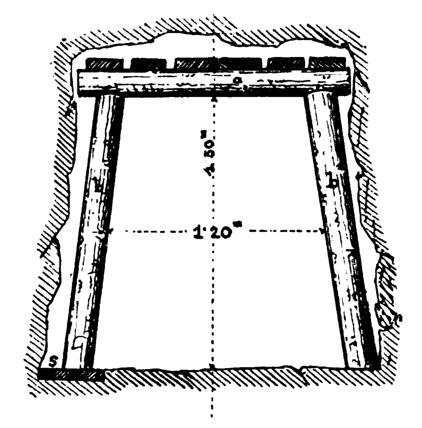


Fig. 203. First- und Ulmenausbau.

auch näher eingebaut. In Fig. 204a und b bedeuten: *a* Kappholz, *b* Ständer, *c* Sprengbolzen, *d* Sohlschwelle, *h* Schalbretter, *g* Schwartlinge, *m*, *n* Laufbretter. Fig. 204c stellt das Detail der Aufkämmung der Kapphölzer auf die Ulmenständer dar. Ist das Gebirge rollig oder überhaupt leicht beweglich, dann muß statt der Verschalung (Verziehung) eine „Verpfählung" durchgeführt werden. Es werden dann zugespitzte Pfosten *k* (hier Pfähle genannt) eingetrieben. Dazu bedient man sich eines Hilfsgevieres *a' b'* (Fig. 205a). Zur Unterstützung der Pfahlbretter *k* (Fig. 205c) dient das Pfandbrett *i*, welches über die ganze Breite des Stollens (in der Länge der Kapphölzer) eingeschoben wird. Zur Offenhaltung der Spalte für das Eintreiben der Mann an Mann zu legenden Pfähle *k* dient das Pfandkeil *h*. In gleicher Weise werden First und Ulmen verpfählt. Wie bei den Spundwänden werden die Pfahlbretter *k*

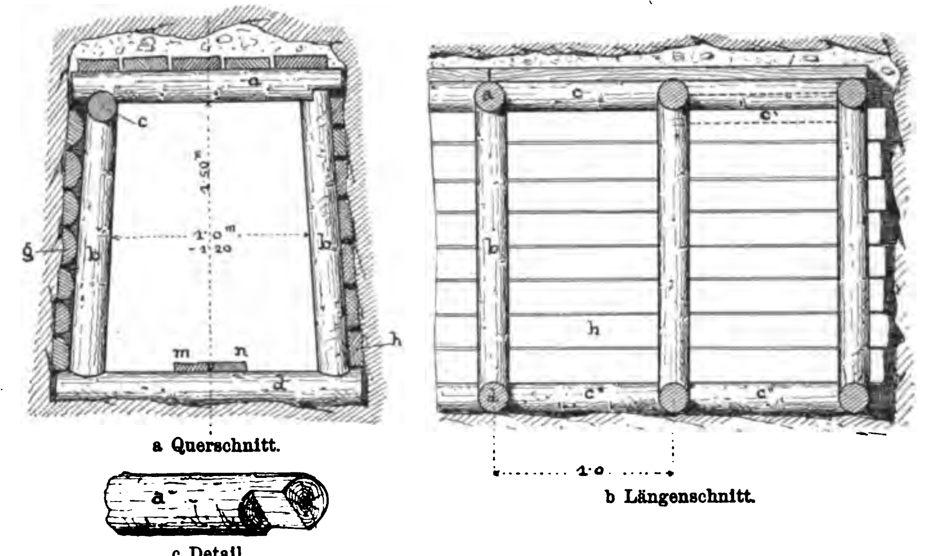
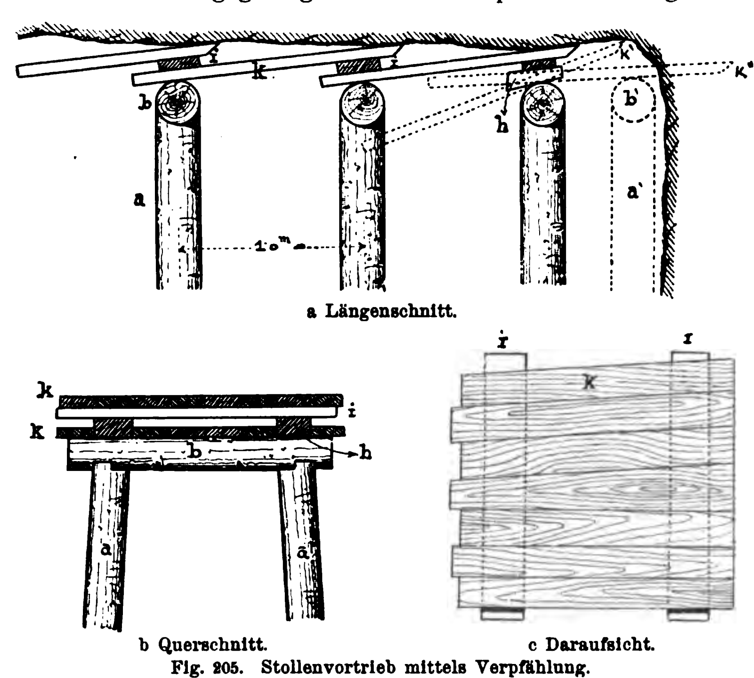


Fig. 204. Vollständiger Stollenausbau (Zimmerung).

von der Seite gegen die Mitte zu eingetrieben und das letzte mittlere Brett bezüglich seiner Breite nach dem erübrigenden Raum zugearbeitet, wobei die Eintreibung etwas schräg (divergierend) zur Stollenachse erfolgt. Die Lagen beim Vortrieb der Pfahlbretter *k* in den einzelnen Stadien des Einbaues, des Hilfs und definitiven Gevieres sind durch die punktierten Stellungen *k''*, *k'* und *k* in Fig. 205a gekennzeichnet. Hierzu wird bemerkt, daß in dieser Figur die Einzeichnung eines zweiten Hilfsgevieres *a' b'* zwischen dem ersten und zweiten vor Ort stehenden definitiven Geviere nicht erfolgte, um die Zeichnung nicht undeutlich zu machen. Durch dieses letztere Hilfsgevier wird das sogenannte „Schnappen" der Pfähle *k''* hintangehalten. Ist das Gebirge ein sogenanntes schwimmendes oder sehr loses, also Schwimmsand, aufgeweichten Lehm, kleines Gerölle, Sand etc., dann müssen alle Stollenwände sorgfältig und dicht verschalt mitunter sogar mit Moos etc. gedichtet werden. Man wird mittels der sogenannten „Getriebezimmerung" vor Ort nur stückweise vorgehen müssen, wobei die Verschalung immer gegen die Ständer

mittels Sprengbolzen abgestützt werden, um den Gebirgsdruck zu parallelisieren. Die hier zur Verwendung gelangenden Getriebepfähle *k* sind gehobelt.



a Längenschnitt. b Querschnitt. c Daraufsicht.
Fig. 205. Stollenvortrieb mittels Verpfählung.

Die Art des Vorganges bei der Getriebezimmerung ist aus Fig. 205 *α* u. *β* zu ersehen. Bezüglich der für die Auszimmerung der Stollen zu wählenden Holzdimensionen ist zu bemerken, daß sich dieselben zumeist nach der Gattung des Gebirges richten werden, wobei große Dimensionen des Stollenprofiles vorausgesetzt sind.

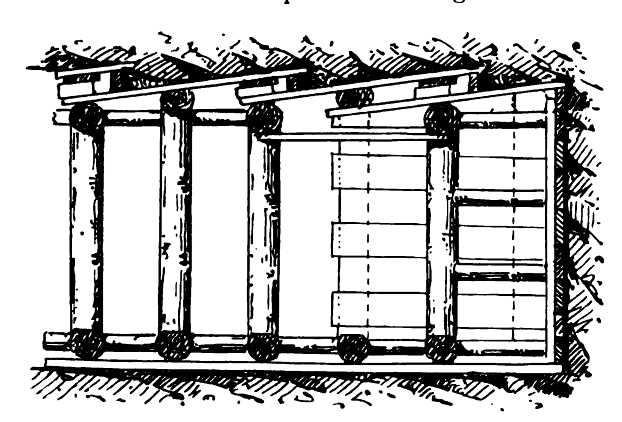


Fig. 205 *α*. Getriebezimmerung (Längsschnitt des Stollens).

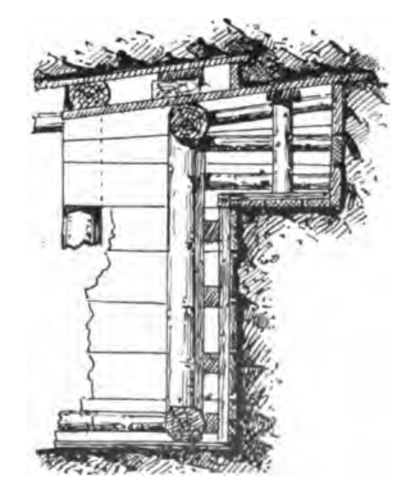


Fig. 205 *β*. Getriebezimmerung (Detail des Zimmerungsfortschrittes vor Ort).

Beim Stollenbau werden gewöhnlich sechs Kategorien von Gebirgen unterschieden.

Kat. 1. Rolliges Gebirge (Stichgebirge mit Schaufel oder Spaten bearbeitbar); hierher gehört: Sand, Kies, Gerölle, Felstrümmer ohne Zusammenhang, aufgeweichter Lehm, Mergel. Diese Bodengattung kann bei Vorhandensein von Triebsand und viel Wasser ein sogenanntes „schwimmendes" Gebirge werden.

Kat. 2. Mildes oder Hackgebirge, mit Breit- und Spitzhaue lösbar; hierher gehört: Lehm, Ton, Mergel, lehmiger Kies. (Der letztere kann für kürzere Zeit in steilen Wänden auch ohne Auspölzung anstehen.)

Kat. 3. Gebräches oder Brechgebirge mit Brechwerkzeugen bearbeitbar; das sind Schiefer, weiche Sandsteine, verwitterte Urgesteine, im allgemeinen zumeist dünngeschichtete Felsarten.

Kat. 4. Festes (Brech- und Schuß-) Gebirge; hierher gehören: Fester Sandstein, Kalkstein, Dolomit etc.

Kat. 5. Sehr festes (Schuß-) Gebirge, zu welchem insbesondere Granit, Basalt, Hornsteine und Quarzit (Quarzfels) zu rechnen sind.

Unter Annahme dieser Einteilung der Gebirgsarten können nun nachstehende Holzdimensionen gewählt werden:

Benennung der Konstruktionsteile	Gebirgsarten				
	fest	gebräch	mild	rollig	schwimmend
Mittlere Entfernung der Türstöcke in Metern . . .	2,0	1,5	1,0	0,8	0,6
	Stärke der Hölzer in Zentimeter				
Kappen (*a*) und Stempel (*b*) bei einer maximalen Länge von 2,8 m	15	20	25	30	35
Sohlenschwellen (*d*) bei einer maximalen Länge von 2,8 m	—	—	20	25	30
Sprengbolzen (*c*) (Fig. 204)	12	12	15	18	20

Für kleine Stollenprofile können diese Holzdimensionen entsprechend schwächer gewählt werden. Die Kosten pro m³ Ausbruch sehr großer Stollen bei Anwendung von Pulver betragen bei 8stündiger Schicht als Leistung eines Häuers bei einem Tagelohn von 3,20 Kr. (2,80 M.) und inklusive Sprengmaterial, sowie Regie beiläufig:

Gebirgsart	Kosten pro m³		Leistung in 8stündiger Schicht (m³)
	Kr.	M.	
schwimmendes Gebirge	0,50	0,40	6,18
mildes Gebirge	0,70	0,60	4,14
rolliges Gebirge	1,60	1,40	2,23
gebräches Gebirge	3,20	2,70	0,77
festes Gebirge	8,60	7,20	0,53
sehr festes Gebirge (schwer schießbar) . .	14,00	11,60	0,39
„ „ „ (sehr schwer schießbar)	26,00	21,90	0,19

Bei kleinen Stollen stellen sich die Preise entsprechend höher.

b) Ausmauerung der Stollen.

Ist das Gebirge standfähig und kein Druckgebirge, jedoch verwitterbar, oder bröckelt es ab, dann bedarf man, wenn von der Belassung einer Auszimmerung, die größere Erhaltungskosten beansprucht, abgesehen wird, nur eines Verkleidungsmauerwerkes von ca. 0,15—0,30 m Stärke. Ist das Gebirge jedoch druckreich, dann muß das gewölbeartige Mauerwerk stark genug sein, um den ganzen Erddruck aufzunehmen. In solchen Fällen werden Mauerwerksstärken von 0,40—0,60 m, unter Umständen — bei Stollen jedoch sehr selten — auch größere Dimensionen notwendig werden. Zuweilen sind auch Sohlengewölbe anzuordnen. Das Gewölbe wird auf einem ausschlagbaren Verschalungsgerüste von den Widerlagern gegen den Gewölbsschluß zu gemauert und muß daher der Stollen entsprechend weiter ausgehoben werden. Aus Fig. 206 ist die volle Ausmauerung eines größern Stollens mit

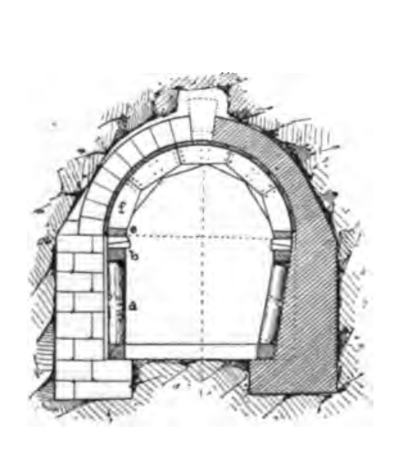


Fig. 206. Stollenausmauerung mit senkrechten oder schiefen Widerlagern.

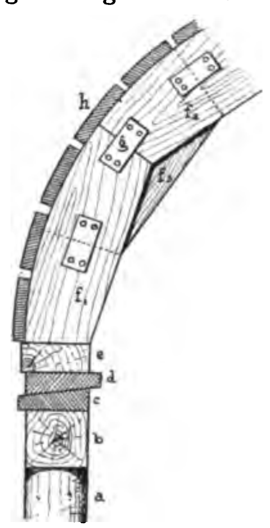


Fig. 207. Detail der Lehrbögen.

vertikalen oder geneigten Seitenwänden (Widerlager) und halbkreisförmigem Deckengewölbe samt Anordnung des bezüglichen Lehrgerüstes zu ersehen. Fig. 207 zeigt das Detail der Lehrbögen f_1, f_2, f_3 und ihrer Verschalung *h*. Diese Lehrbögen sind durch Klammern, Nägel oder Platten provisorisch verbunden und ruhen, vermittelt durch ein System von Keilen *c* und *d* und dem Unterlagspfosten *e*, auf einem sehr starken Durchzug *b* auf, der selbst wieder durch Stempel *a* gegen die Stollensohle zu abgestützt ist. Die Mauerung des Gewölbes erfolgt von beiden Anläufen (Widerlager) aus gegen die Mitte zu, der Schlußstein wird zuletzt eingesetzt und nach einiger Zeit die Verschalung durch Lüften der Keile *c* und *d* ausgeschlagen.

Die Mauerung des Stollengewölbes geschieht zumeist in Ringen von 5—10 m Länge, welche stumpf aneinander stoßen. Fig. 208 zeigt ein ausgemauertes Stollenprofil mit natürlichem, standfähigem Felswiderlager. Fig. 209 und 210 repräsentieren zwei verschiedene Arten der vollständigen Ausmauerung mit Sohlgewölben. Während des Stollenvortriebes muß die Achse zeitweilig

unter Tag kontrolliert werden; dies geschieht durch am First aufgehängte Senkel oder ein mit einem Loch versehenes Blech, hinter das eine Lampe oder Kerze gehalten wird. Fig. 211 zeigt die Absteckung (Kontrollierung) der Tunnelachse *ax* von Tag aus in das Stollenmundloch *M* hinein mittels des

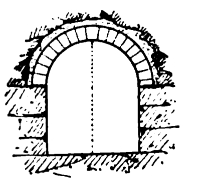


Fig. 208. Stollenprofil mit Felswiderlager.

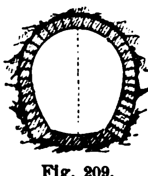


Fig. 209.

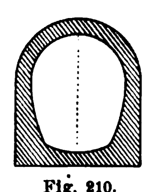


Fig. 210.

Stollenausmauerung mit Sohlengewölbe.

Nivellierinstrumentes (bezw. des Theodolites) *J*. Ist der Stollen länger, so muß für eine entsprechende Ventilation (Wetterführung) während der Arbeit gesorgt werden. Ein Mensch braucht ca. 10 m^3, ein Licht 7 m^3 Luft pro Stunde. Für jedes kg abgeschossenes Schwarzpulver müssen ca. 150 m^3



Fig. 211. Absteckung der Stollenachse.

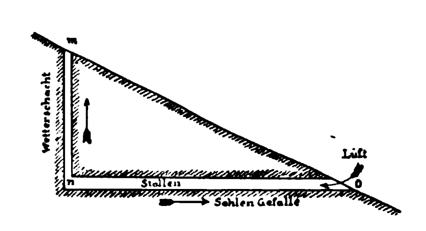


Fig. 212. Stollenventilation durch Wetterschächte.

frische Luft vor Ort zugeführt werden, um eine atmungsfähige Grubenluft zu erhalten. Die Ventilation (Wetterführung) kann auf natürlichem oder künstlichem Wege erfolgen; die erstere beispielsweise geschieht durch Wetterschächte *mn* (Fig. 212), welche vor Ort des Stollens *on* bis zu Tag geführt

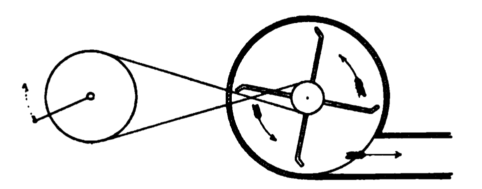


Fig. 213. Ventilator mit blasender Wirkung.

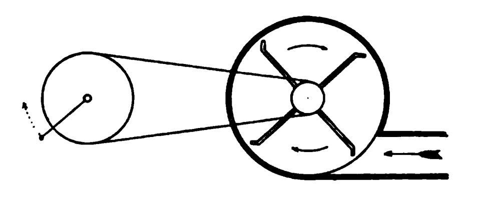


Fig. 214. Exhaustor.

werden. Die letztere kann mittels Wetterfocher (Ventilatoren) und Wetterlutten (viereckige Luftleitungsröhren aus Holz), welch letztere in den Stoßfugen durch Kitt oder Pech dicht gemacht werden, erfolgen (siehe Fig. 213, 214 und 215). Fig. 213 zeigt die Konstruktion eines Ventilators mit blasender Wirkung (Luftzuführung vor Ort), Fig. 214 einen Exhaustor mit saugender Wirkung, Fig. 215 die Dichtung der Wetterluttenleitung. Die Entwässerung bezw. Ab-

wässerung des Stollens erfolgt in der Regel durch Gravitation, indem man dem Stollen ein Gefälle von min. $^1/_{500} = 2\,^0/_{00}$ gibt und das sich ansammelnde Grubenwasser in einer Rösche (Graben) ableitet (siehe Fig. 216). Die Förderung geschieht mittels kleiner Förderwagen (Hunde) auf einer Schienenbahn (Hunde-

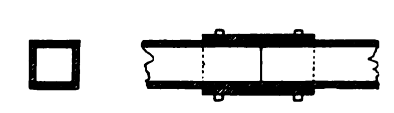




Fig. 215. Wetterluttenleitung.

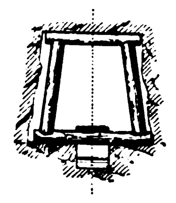
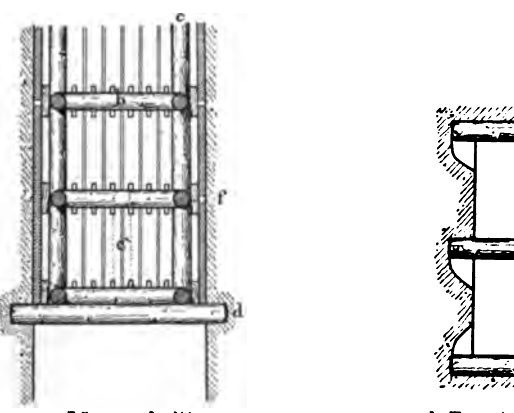


Fig. 216. Stollenentwässerung.

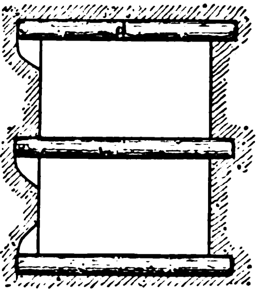
gestänge) — die transportierenden Grubenarbeiter heißen Hundestößer —; die Beleuchtung erfolgt mittels sogenannter Grubenlampen (Öllampen) und wird bergmännisch „das Geleuchte" genannt. Bei Vorhandensein von schlagenden Wettern müssen Davysche oder ähnliche Sicherheitslampen verwendet werden.

2. Schächte.

Diese Art bergmännisch abzubringender, zumeist senkrechter Aushub mit verhältnismäßig geringer Profilfläche und vorherrschender Längen- bezw. Tiefendimension wird, soweit derselbe nicht einen Brunnen darstellt, in welchem Falle derselbe kreisrund abgeteuft und ausgemauert wird, je nach dem Zwecke in verschiedenen Querschnittsdimensionen, jedoch immer rechteckig angelegt.



a Längenschnitt.



b Tragstempel (Daraufsicht).

Fig. 217. Schachtauszimmerung (Bolzenzimmerung).

In der Regel müssen die Schächte auch abgebölzt werden, und zwar entweder nachträglich oder zumeist sofort mit zunehmendem Tiefenfortschritt (Absenkung); die ersten 4 m werden in der Regel ohne Bölzung ausgeführt. Die schmale und breite Seite des Schachtes heißt kurzer und langer Stoß; die Ausbölzung bezw. Zimmerung geschieht in ähnlicher Weise wie beim Ausbau des Stollens. Die Geviere heißen hier Schachtkränze (*a b* Fig. 218), welche durch Stempel oder Bolzen (*c* Fig. 217 a) voneinander gehalten und

je nach dem Material in Entfernungen von 0,8—2 m angeordnet werden. Bei größeren Tiefen erscheint es geboten, zeitweilig einzelne längere Partien der Schachtzimmerung durch separat in die Bodenwandungen eingelassenen Tragstempel *d* zu stützen (Fig. 217 b), d. h. also, nicht den gesamten Druck des Zimmerungsgewichtes auf die Brunnen- oder Schachtsohle wirken zu lassen.

Ist der lange Stoß (*b*) über 2 m, dann wird noch ein Stempel (Bolzen) *c'* eingeschaltet, zuweilen auch ein kurzer Stoß *a'* (Fig. 217 a, 218). Zwischen Zimmerung und Erdwand kommt die äußere Verschalung, welche durch Keile *f* angepreßt wird. Diese Art des Ausbaues heißt Bolzenzimmerung. Stößt man während der Absenkung auf eine sehr bewegliche, wasserreiche Flugsandschichte etc. mit bedeutendem Gebirgsdruck, so bedient man sich zum Ausbauen dieser lokalen Schichte der Wandrutenzimmerung, bei welcher die Stöße Mann auf Mann zu liegen kommen und oben und unten durch separate Tragstempel zu isolieren sind (Fig. 219).

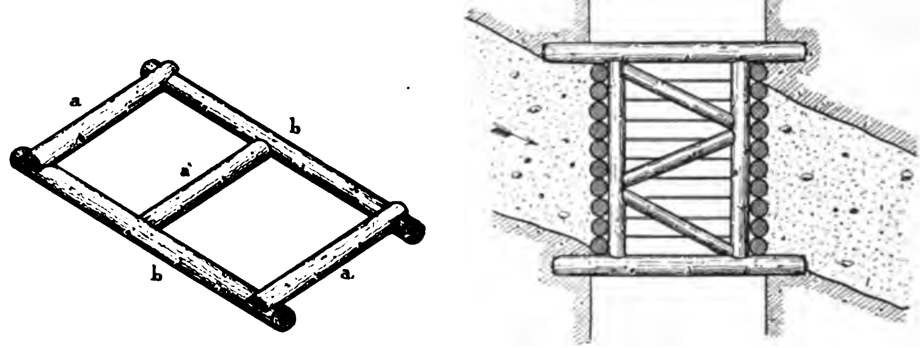


Fig. 218. Schachtkreuz. Fig. 219. Wandrutenzimmerung.

Die Schrottzimmerung endlich, bei welcher die aus kantig behauenem Holz bestehenden Schachtkränze Mann auf Mann liegen oder überplattet sind, findet dort Anwendung, wo feiner wasserreicher Flugsand in großer Mächtigkeit zu durchteufen ist und die Anlage zumeist einen mehr oder weniger definitiven Charakter besitzt (Fig. 220).

Der Materialtransport (die Förderung) erfolgt zumeist mittels Winde, Haspel und Kübel. Das Einsteigen (Einfahren) erfolgt zumeist auf Leitern (die Fahrt genannt) und wird mindestens alle 50 m ein kleines Podium als Ruheplatz eingeschaltet.

Werden die Schächte als Brunnen benutzt, so erfolgt in der Regel die Ausmauerung derselben und ist dann bei der Dimensionierung der Schächte Rücksicht auf die äußere Leibung des Brunnenmauerwerkes zu nehmen (Fig. 221). In leicht beweglichem Material (Sand, Schotter etc.) pflegt man die Brunnen durch „Absenken" herzustellen. Man hebt das Erdreich, soweit es sich selbständig hält, aus (also maximal 4 m tief), legt dann auf die Sohle einen eisernen oder hölzernen beschlagenen Brunnenkranz. Auf demselben wird nun das Brunnenmauerwerk bis Terrain hergestellt und mit dem Unter- und Ausgraben innerhalb des Kranzes begonnen, hierbei gleichzeitig das

Mauerwerk nach oben fortgesetzt, wodurch der immer schwerer werdende Brunnenmauerwerkskörper im Maße der Untergrabung des Kranzes nachsinkt. Um eine möglichst geringe Reibung zwischen dem äußeren Brunnenmauerwerk und dem Erdreich zu erzielen, empfiehlt es sich, den Brunnen mit einem äußeren Blechmantel zu versehen, was insbesondere bei fettem, blauem Letten nötig wird, wobei auch das Mauerwerk etwas konisch zu halten ist.

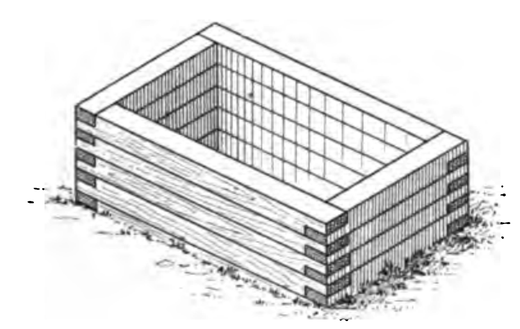


Fig. 220. Schrottzimmerung.

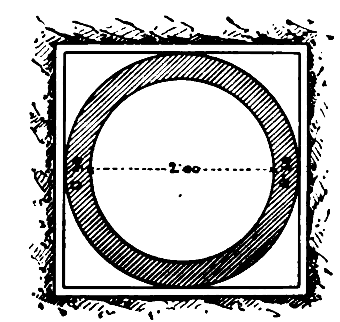


Fig. 221. Schacht-(Brunnen-)Mauerung.

Innerhalb der wasserführenden Schichte werden im Brunnenmauerwerk (also auch eventuell im Blechmantel) Öffnungen gelassen (Drainageröhren oder Schlitze etc.), um den Eintritt des Wassers zu ermöglichen. In dem Kapitel über Wasserversorgung erscheint die Konstruktion eines solchen Sammelbrunnens mit Brunnenkranz bildlich dargestellt. Die bei Schachtzimmerungen zu wählenden Holzdimensionen sind aus nachstehender Tabelle zu entnehmen:

Benennung der Konstruktionsteile.	Gebirgsarten				
	fest	gebräch	mild	rollig	schwimmend
Mittlere Entfernung der Gevierte(Schachtkränze) in m	2,0	1,5	1,2	1,0	0,8
	Stärke der Hölzer in Zentimeter				
Joche und Stempel bis 4 m lang	20	20	25	30	35
Einstriche	20	20	20	25	30
Wandruten	20	20	25	30	30
Bolzen	15	15	20	20	20
Führungslatten	10/12	10/12	10/12	10/12	10/12
Pfähle (Bretter, Bohlen, Schwartlinge)	4	5	5	6	6

IV. Künstliche Schaffung eines tragfähigen Untergrundes.

Diese streng genommen ebenfalls in den Erdbau gehörigen Arbeiten mannigfaltiger Natur und von oft schwieriger und kostspieliger Durchführung werden unter dem Namen „Grundbau“ in der technischen Literatur in Spezialwerken ausführlich behandelt, daher von einer Besprechung derselben im Hinblick auf die dadurch bedingte Umfangserweiterung dieses Handbuches, sowie mit Berücksichtigung des Umstandes, als dieses Kapitel zumeist im all-

gemeinen Wasserbau aufgenommen erscheint, Abstand genommen wurde. Diese Arbeiten umfassen die Herstellung künstlicher Fundamente in jenen Fällen, wo der Bauuntergrund nicht derartig widerstandsfähig befunden wird, um eine direkte Auflagerung des eigentlichen Bauobjektes auf denselben zu ermöglichen. Es wird dann in der Regel Aufgabe der künstlichen Fundierung sein, den auf den Bauuntergrund ausgeübten Druck entweder auf eine größere Fläche zu verteilen oder aber auf eine tiefer gelegene, widerstandsfähige Schicht zu übertragen. Zur Durchführung dieses Baues gehören weiter eine Reihe von Vorkehrungen: wasserdichter Abschluß der Fundamentgrube, Schutz des Bauwerkes vor späterer Unterspülung durch Spundwände und dergl., welche Arbeiten ebenfalls in den Grundbau gehören. Es wird diesbezüglich neben den älteren, früher erschienenen vorzüglichen Spezialwerken auf die 1895 erschienenen Werke: Klasen, Die Fundierungsmethoden, Strukel, Der Grundbau, ferner auf: Brennecke, Grundbau (1906), Esselborn, Handbuch der Tiefbaukunde (1905) und Möller, Grundriß des Wasserbaues (I. Bd. 1906) verwiesen.

V. Kunstbauten.

Zum Erdbau, soweit er vom Kulturingenieur ins Auge gefaßt wird, gehören endlich noch eine Gruppe von Bauten, welche, aus Mauerwerk, Holz, Stein, Eisen etc. hergestellt, den Zweck haben, bleibende Öffnungen in den Erdkörper behufs Durchleitung von Wasser oder Ermöglichung sicherer Kommunikation herzustellen. Es sind dies die Durchlässe und kleinen Brücken, welche Kunstobjekte wohl bei den meisten Erdbauten zur Durchführung gelangen. Im weitern Sinne würden zu den Kunstbauten noch andere Objekte zu zählen sein, die jedoch erst gelegentlich der Besprechung des Hauptabschnitts über Bewässerung und Entwässerung behandelt werden sollen.

1. Durchlässe.

Durchlässe, auch Kanäle, Dohlen genannt, sind Objekte, welche, im Erdkörper selbst liegend, den Zweck haben, kleinere Wasserläufe durch denselben, also zumeist durch Erddämme zu leiten oder aber die Kommunikation zwischen den beiden Seiten hoher Erddämme durch diese hindurch oder unter denselben zu ermöglichen; im letzteren Falle werden diese Durchlässe „Durchfahrten" genannt, wenn dieselben in zweckentsprechenden bedeutenderen Breiten- und Höhendimensionen ausgeführt werden. Bei den später zu behandelnden Brücken erfolgt die Kommunikation über die Erdkörper. Solche kleine Brückchen mit sehr kleiner Spannweite, 0,30—1,0 m, pflegt man als offene Durchlässe zu bezeichnen. Die Durchlässe werden in allen Fällen, wo sie der Entwässerung bezw. Durchleitung dienen, in der Regel im tiefsten Punkte des Dammes (Talmulde) angeordnet. Nachdem diese Objekte jedoch an diesen Stellen am längsten und am stärksten dimensioniert werden müssen, so wird man in gewissen Fällen, wo dies überhaupt möglich wird, solche Durchlässe eventuell an günstigere Stellen verlegen. Womöglich wird man die Achse des Durchlasses senkrecht auf jene des Dammes oder Einschnittes wählen, d. h. einen normalen Durchlaß projektieren. In seltenen, tunlichst zu vermeidenden Fällen wird die Durchlaßachse mit der Dammachse einen schiefen Winkel (nicht spitzer als 60 Grad) einschließen, wodurch

der so entstehende schiefe Durchlaß länger und dadurch, sowie auch bezüglich der Herstellungsweise bei Mauerwerk viel teurer wird. Rücksichtlich der baulichen Durchführungsweise unterscheiden wir:

a) offene Durchlässe,
b) Deckeldurchlässe,
c) gewölbte Durchlässe,
d) Röhrendurchlässe.

a) Offene Durchlässe.

Diese zumeist in Mauerwerk durchzuführenden Objekte bilden eigentlich den Typus sehr kleiner Brücken; die Dammkrone fällt mit der Oberkante des Durchlasses zusammen. Diese Objekte sind nicht überdeckt, daher die Bezeichnung „offene" Durchlässe (Fig. 222). Diese Objekte werden bis maximal 1 m Spannweite ausgeführt; die beiden gemauerten Widerlager (in vorliegendem Beispiele 0,5 m stark und 1,0 m hoch) sind mit (0,3 m dicken) Parallelflügeln versehen und stehen auf einem gemeinsamen (0,5 m starken und 4,60 m langen) Fundamente. Die Überbrückung erfolgt mittels einfachem, in einer Nut der Widerlager aufliegendem Pfostenbelag. In Fig. 222 ist dieser offene Durchlaß nicht in einem Erddamme situiert, sondern dient als Kommunikationsmittel über einen Wassergraben, wobei die Fahrbahnbreite mit nur 2,90 m angenommen erscheint. Wo die Mittel es gestatten, ist anzuempfehlen, die Auflagerschar, eventuell auch die Deckschar der Flügel, aus Quadern, Hakelstein oder wenigstens aus Steindeckplatten herzustellen.

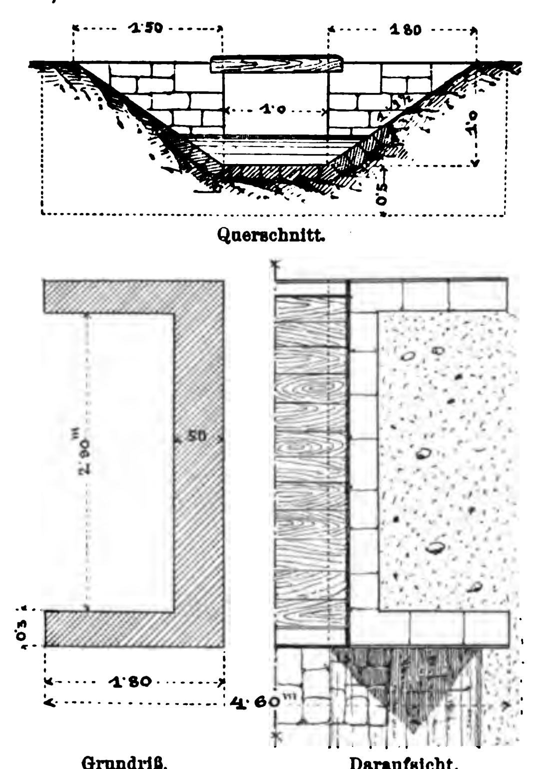


Fig. 222. Offener Durchlaß.

b) Gedeckte Durchlässe.

Diese Objekte, auch Plattendurchlässe, Deckeldohlen genannt, sind vollkommen bedeckte, im Erdkörper liegende Mauerwerkskörper, die, in Spannweiten von 0,3—1,5 m ausgeführt, den Zweck haben, kleinere Wassermengen durch den Erddamm zu leiten, ohne denselben in seinem Bestande zu tangieren. Der Querschnitt eines 0,60 m weiten und 0,80 m hohen Deckel-Durchlasses ist aus Fig. 223e zu ersehen; derselbe besteht aus dem eigentlichen Durch-

laßkörper und dem Ein- und Auslaufobjekt (Objektsstirnen); der Durchlaß selbst ist gebildet aus dem Fundamente (Sohle) *f*, den beiden Widerlagern *b* und der Deckplatte *c*. Bei einer Lichtweite über 0,8—1,0 m werden an beiden Seiten in die Widerlager herausragende Steine eingemauert, auf welche die Deckplatten zu liegen kommen. Hierdurch wird die Spannweite verringert und die Anwendung kleinerer und dünnerer, daher billigerer Deckplatten ermöglicht. Ist bei einer gegebenen Höhe die notwendige Breite eine größere als 1 m, dann kann man auch sogenannte „gekuppelte" oder Doppeldurchlässe (Fig. 223 f) ausführen.

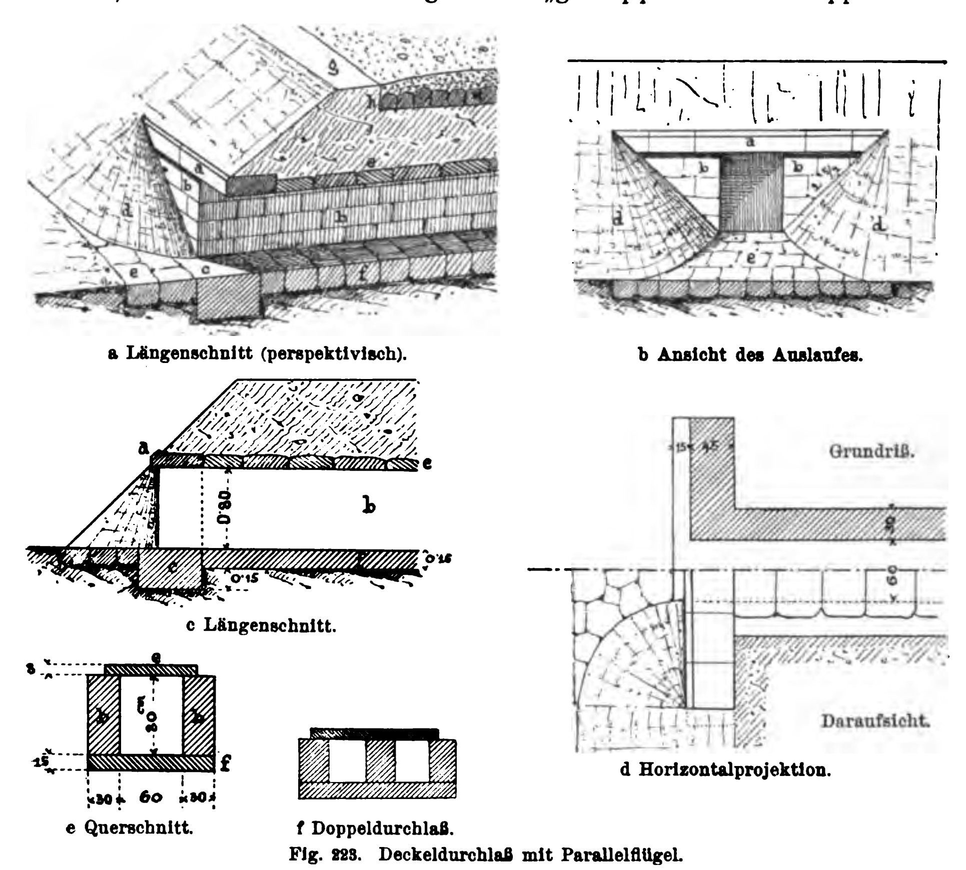
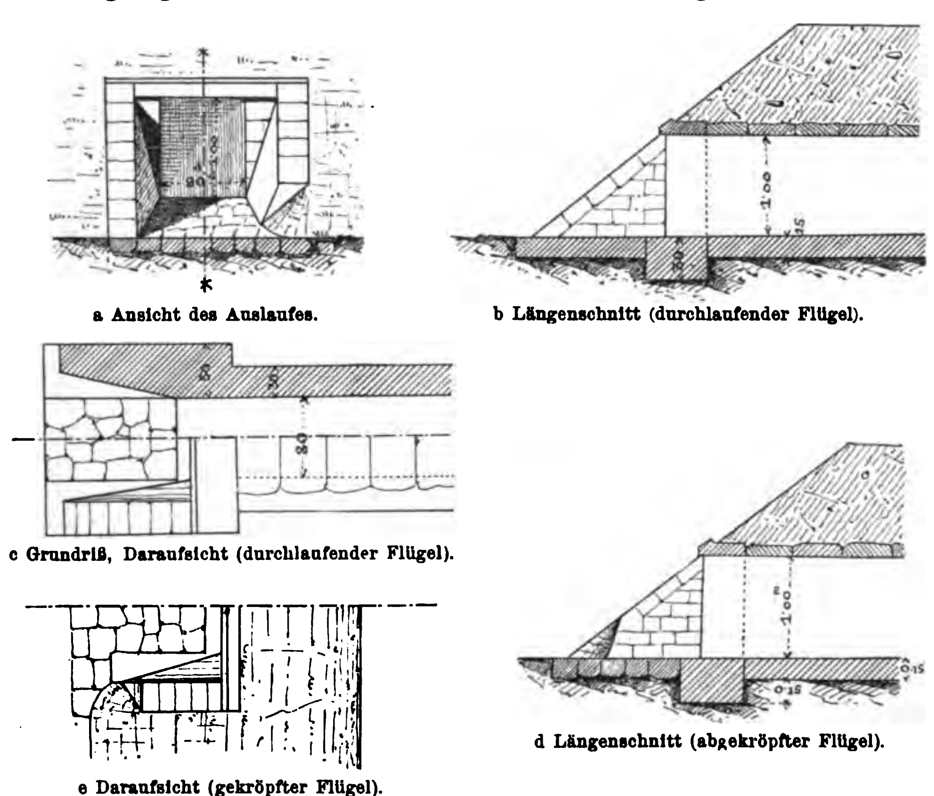


Fig. 223. Deckeldurchlaß mit Parallelflügel.

Die Objektsstirne (Ein- oder Auslauf) kann in verschiedener Weise ausgeführt werden. Fig. 223 a—e zeigen die Durchführung mittels Parallelflügel (*b*) und anschließendem Böschungskegel (*d*). Als Abschluß der Decke dient bei der Objektsstirne statt der gewöhnlichen Deckplatte *c* eine stärkere Platte, der sogenannte Erdhaken *a*. Die Parallelflügel (hier 0,45 m stark) ruhen auf einem 0,30 m tiefen und 0,60 m breiten Fundament. Der Fundamentabsatz von 15 cm ist bei solchen Objekten immer nach außen zu legen. In der perspektivischen Ansicht (Fig. 223 a) ist auch der auf dem Durchlaß ruhende Wegkörper *g* und der Grundbau *h* mit der darüberliegenden Schotterschichte der Fahrbahn zu ersehen. Fig. 223 b zeigt

die Ansicht des Auslaufes, dessen Sohle innerhalb der Böschungskegel *d* ebenfalls mit einem Pflaster *e* versehen ist. Parallelflügel repräsentieren sich am besten, sind jedoch wegen der notwendigen größeren Länge und Dicke teurer. Aus diesem Grunde macht man bei höheren Objekten nicht Parallel-, sondern Böschungsflügel (Fig. 224); dieselben können senkrechte oder schiefe Böschungsflügel sein. Fig. 224a stellt den Auslauf eines Deckeldurchlasses mit senkrechten Böschungsflügeln dar. Auf der linken Hälfte geht der Böschungsflügel bezw. die Deckschar desselben in der gleichen Flucht wie



a Ansicht des Auslaufes.

b Längenschnitt (durchlaufender Flügel).

c Grundriß, Daraufsicht (durchlaufender Flügel).

d Längenschnitt (abgekröpfter Flügel).

e Daraufsicht (gekröpfter Flügel).

Fig. 224. Deckeldurchlaß mit senkrechtem Böschungsflügel.

die Dammböschung bis zum Dammfuße herab (siehe Fig. 224b und c); in der rechten Hälfte erscheint die Deckscharböschung gebrochen und der Anschluß mittels Kegel an die Dammböschung erzielt (siehe Fig. 224d und e im Längenschnitt und Grundriß). In diesem Falle ist es rationell, die Böschungskröpfung mit einem eigenen Eckquader zu armieren, an welchen sich die Deckschar des Flügels anlehnt. Die Dimensionen des Durchflußprofiles werden nach der Menge des durchzuleitenden Wasserquantums gerechnet. Die Höhe soll, wenn möglich, insbesondere bei größeren Längen so gewählt werden, daß behufs Reinigung diese Durchlässe schliefbar sind. Ist Meteorwasser durchzuleiten, so ist der Berechnung ein starker Wolkenbruch von 40—60 mm pro Stunde zugrunde zu legen und das zugehörige Niederschlagsgebiet annäherungsweise

zu bestimmen. Das Gefälle der Sohle ist derart zu wählen, daß keine Sedimentierung von Sinkstoffen stattfinden kann (im Minimum 10—20 $^0/_{00}$); andererseits darf jedoch die Geschwindigkeit keine so große werden, daß das Sohlenpflaster angegriffen wird. Das Gefälle des Durchlasses soll ein etwas stärkeres, mindestens aber das gleiche Gefälle wie das oberhalb des Einlaufes liegende Terrain besitzen, um Anstauungen des Wassers hintanzuhalten. Hat das natürliche Terrain — in der Achse des Durchlasses aufgenommen — ein so großes Gefälle, daß durch die hierdurch erzeugte große Geschwindigkeit das Mauerwerk angegriffen werden könnte, dann muß die Sohle des Durchlasses selbst stufenförmig derart gemauert werden, daß in den einzelnen Sektionen die Geschwindigkeit eine bestimmte Grenze (siehe I. Allgemeine Meliorationslehre) nicht überschreitet. Kann die Sohle in gleichem Gefälle mit dem Terrain gegeben werden, ist jedoch das letztere an und für sich ein größeres,

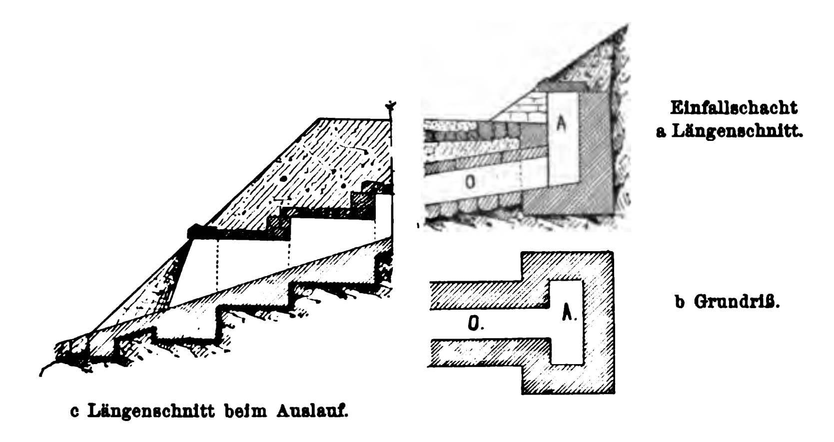


Fig. 225. Deckeldohle in stark geneigtem Terrain.

so muß, um Rutschungen des Sohlenpflasters und des ganzen Objektes zu vermeiden, ebenfalls eine treppenförmige Mauerung des Durchlasses (in Sektionen geteilt) Platz greifen, wie dies aus Fig. 225c zu ersehen ist.

In gewissen Fällen (insbesondere bei Wegeanlagen im Gebirge) wird das Einlaufsobjekt eine andere Gestalt erhalten und beispielsweise durch einen Einfallschacht (*A* Fig. 225a und b) ersetzt werden müssen, in welchen das Wasser des Wegegrabens, der Lehne etc. einfließt und von hier in die eigentliche Objektsröhre *O* gelangt. Die Abdeckung des Flügels kann einfach durch eine Deckschar erfolgen, wie dies aus den Textillustrationen (Fig. 224) zu ersehen ist, oder aber mit Deckquadern von ähnlicher 5eckiger Form wie der Eckarmierungsquader des gebrochenen Flügels. Bezüglich der Berechnung der Dimension des Mauerwerkskörpers werden nachstehende praktische Annahmen zu machen sein.

Als kleinste Widerlagerstärke b ist 0,30 m zu wählen, bis $H = 0{,}8$ m, $b = 0{,}40$ m; die lichte Höhe H nimmt man im Minimum 0,50 m (bei 0,30 m weiten Durchlässen), womöglich 0,80—1,25 m. Der Fundamentabsatz der Widerlager beträgt zumeist 0,15 m. Ist die Höhe H über 0,80 m, dann macht

man die Widerlagerstärke $b = B + 0{,}07\ H - 0{,}25$ m, wobei B die Lichtweite des Objektes bedeutet. Die Dicke e der Deckplatten (aus besserem Stein) nimmt man $e = 0{,}08$—$0{,}10$ m für kleinere Objekte, für größere Deckeldohlen wird $e = 0{,}15 + 0{,}1\ B$. Die Deckplatte soll mit $0{,}3\ B$ beiderseits aufliegen.

Zur Überdeckung von Durchlässen und zur Herstellung von Brücken mit kleinen Spannweiten finden auch Platten aus Eisenbeton ausgedehnte Verwendung. Diese Konstruktionsart empfiehlt sich nicht nur dort, wo gute Steinplatten schwer erhältlich sind, sondern namentlich auch bei beschränkter Konstruktionshöhe, nachdem die Beton-Eisenplatten für wesentlich größere Lichtweiten zulässig sind, als Steinplatten.

Zur Dimensionierung armierter Betonplatten gelten nachstehende Gleichungen.

Es bezeichnet (Fig. 226):

h die Nutzhöhe, d. i. Abstand der Achse der Eiseneinlage von der Plattenoberkante in cm,

d die gesamte Plattenstärke in cm,

S den Durchmesser der Eiseneinlage in cm,

x den Abstand der neutralen Achse von der Plattenoberkante in cm,

σ_E die zulässige Beanspruchung des Eisens in kg/cm²,

σ_B die zulässige Beanspruchung des Betons in kg/cm²,

E_E den Elastizitätsmodulus des Eisens,

E_B den Elastizitätsmodulus des Betons,

n das Verhältnis $\frac{E_E}{E_B}$,

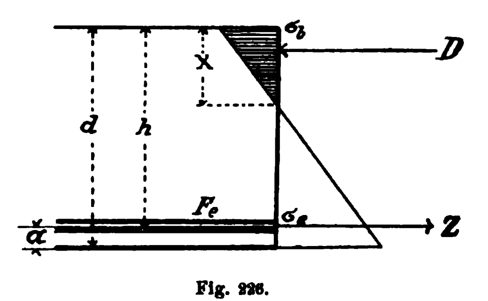


Fig. 226.

D Gesamtbeanspruchung auf Druck in kg,

Z Gesamtbeanspruchung auf Zug in kg,

b die Breite der zu untersuchenden Platte in cm,

F_E die Summe der auf diese Breite entfallenden Eisenquerschnitte in cm²,

M das maximale Biegungsmoment in mkg.

Es ist nun:

$$x = \frac{n \,.\, F_E}{b}\left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2bh}{n \,.\, F_E}}\right],$$

$$\sigma_B = \frac{2D}{b \,.\, x} = \frac{2 \,.\, M}{b \,.\, x\left(h - \frac{x}{3}\right)},$$

$$\sigma_E = \frac{Z}{F_E} = \frac{M}{F_E\left(h - \frac{x}{3}\right)}.$$

Hieraus ergibt sich für: $\sigma_E = 1000$ kg/cm², $\sigma_B = 30$ kg/cm², $n = 15$, $b = 100$ cm,

Nutzhöhe $h = 0{,}0490\ \sqrt{M}$ in cm,

erforderlicher Eisenquerschnitt $F_E = 0{,}0228\ \sqrt{M}$ in cm²,

Lage der neutralen Achse $x = 0{,}311\ h = 0{,}0152\ \sqrt{M}$ in cm.

Zur Erleichterung der erforderlichen Plattendimensionen können nachstehende Tabellen dienen.

Tabelle der Maximalmomente für frei aufliegende Platten bei gleichförmig verteilter Belastung (für 100 cm Plattenbreite).

Belastung kg/m²	500	1000	1500	2000	3000	4000	5000	6000
	Maximalmomente in kg/m							
Stützweite in m 1,00	6,250	12,500	18,750	25,000	37,500	50,000	62,500	75,000
1,25	9,620	19,240	28,860	38,480	57,720	76,960	96,200	115,440
1,50	14,062	28,125	42,168	56,250	84,336	112,500	140,062	168,750
1,75	19,140	38,280	57,420	76,560	114,840	153,120	191,400	229,680
2,00	25,000	50,000	75,000	100,000	150,000	200,000	250,000	300,000
2,25	31,240	62,480	93,720	124,960	187,440	249,920	312,400	374,880
2,50	38,438	76,875	115,314	153,750	230,628	307,500	384,380	461,250
2,75	47,265	94,530	141,795	189,060	283,590	378,120	472,650	567,180
3,00	56,250	112,500	168,750	225,000	337,700	450,000	562,500	675,000
3,25	66,000	132,000	189,000	264,000	378,000	528,000	660,000	756,000
3,50	76,312	152,625	228,936	305,250	457,872	610,500	763,120	915,750
3,75	87,900	175,800	263,700	351,600	526,000	703,200	879,000	1052,000
4,00	100,000	200,000	300,000	400,000	600,000	800,000	1000,000	1200,000

Tabelle der Konstruktionsdaten für Eisen-Betonplatten.

Größtes Biegungsmoment kg/m	5,000	10,000	25,000	50,000	75,000	100,000	150,000	200,000	250,000	300,000
Nutzhöhe *h* cm	3,5	5,0	8,0	11,0	13,5	15,5	18,5	22.0	25,0	27,0
Erforderlicher Eisenquerschnitt cm² . .	1,6	2,3	3,6	4,2	6,3	7,2	8,8	10,3	11,5	12,6
Zahl der Rundeisen-Einlagen pro 1 m Breite	8	8	10	11	10	12	11	11	10	11
Durchmesser der Rundeisenstäbe *S* cm .	0,5	0,6	0,7	0,7	0,9	0,9	1,0	1,1	1,2	1,2
Plattenstärke *d* cm	5,0	7,5	10,0	12,5	15,0	17.5	20,0	24,0	27,0	30,0
Plattengewicht kg/m²	120	180	240	300	360	420	480	570	650	720

Aus den vorstehenden Tabellen lassen sich die Konstruktionsdaten für armierte Betonplatten unmittelbar ablesen. Die erste derselben liefert die maximalen Biegungsmomente für Stützweiten von 1,00—4,00 m bei Belastungen zwischen 500—6000 kg/m². Die zweite Tabelle enthält die diesen Momenten entsprechenden Plattenstärken und die erforderlichen Eiseneinlagen. Für Biegungsmomente von mehr als 300,000 kg/m wird diese Konstruktionsart infolge der hohen Eigengewichte unrationell und kann dann durch armierte Betonplatten auf gleichfalls armierten Beton-Unterzügen (Plattenbalken) ersetzt werden. Zur Herstellung von Beton-Eisenkonstruktionen darf ausschließlich Portlandzement verwendet werden.

Die Korngröße des Steinmateriales soll 5—6 cm, jene des Sandes 5 mm nicht überschreiten.

Der Mörtel darf nicht magerer als 1 : 3 genommen werden.

c) Gewölbte Durchlässe.

Sobald das lichte Profil, insbesondere die Breite größer wird, müssen die Durchlässe eingewölbt werden. Die Einwölbung kann durch ein volles (halbkreisförmiges) oder ein Stichbogen- (segmentförmiges) Gewölbe erfolgen. Für die kleineren Objekte der Kulturtechnik werden sich die vollen Gewölbeformen empfehlen, die auch eine schwächere Dimensionierung der Objektsteile gestatten. Bedeutet B die lichte Weite des Objektes (Spannweite des Gewölbes), H die lichte Höhe, h die Überschüttungshöhe, d. h. die Entfernung der Wegkrone vom Gewölbescheitel, b die Widerlagerstärke, d die Gewölbedicke, so können wir für Objekte, die kulturtechnischen Zwecken (also keine Eisenbahndurchlässe) dienen, nachstehende Dimensionen wählen.

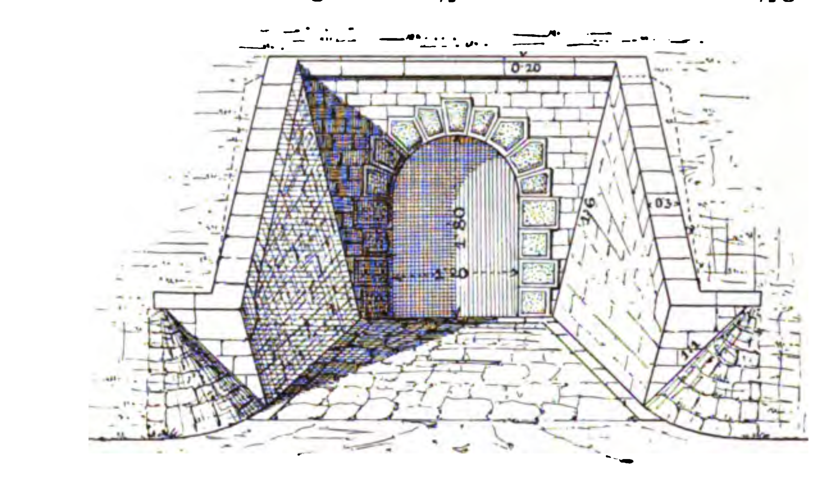
Bis Überschüttungshöhen $h \lesseqgtr 2$ m und Breiten $B > 1{,}50$ m:

$$b = 0{,}45 + 0{,}03\ B + 0{,}07\ H,$$
$$d = 0{,}30 + 0{,}05\ B.$$

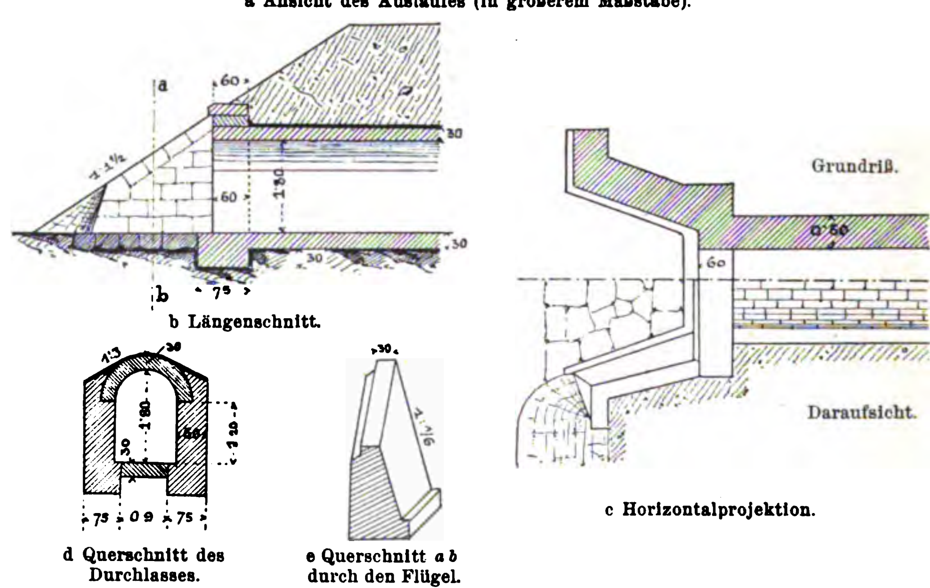
Für Überschüttungshöhen $h > 2$ m ist $b = (0{,}45 + 0{,}03\ B + 0{,}07\ H)(1 + 0{,}06\ h)$ und $d = (0{,}30 + 0{,}05\ B)\ (1 + 0{,}04\ h)$. Die Fundamentabsätze der Widerlager werden bei vorliegenden Objekten mit nicht hohen Widerlagern 0,15 m breit gemacht. Eine gefällige Form des Durchlaßprofiles wird durch das Verhältnis $\frac{B}{H} = \frac{2}{3}$, d. h. $H = \frac{3}{2} B$ gegeben. Größere Objekte werden natürlich nicht nach diesen allgemeinen Formeln zu dimensionieren, sondern auf ihre Stabilität graphostatisch zu untersuchen sein. Soll der Durchlaß als Durchgang dienen, dann muß er min. 1,8, besser 2,0 m hoch gemacht werden. In Fig. 227 ist die Konstruktion eines kleinen gewölbten Durchlasses veranschaulicht. Derselbe besteht aus der eigentlichen Durchlaßröhre und den beiden Objektsstirnen (Ein- und Auslaufobjekt). Bei dem Durchlasse selbst unterscheiden wir die beiden Widerlager mit ihren Fundamenten, zwischen welchen das Sohlenpflaster eingelegt ist, weiter das Gewölbemauerwerk (bei vollem Gewölbe mit horizontalen Anlauffugen oder Kämpferfugen und sowohl hier wie im Scheitel von gleicher Stärke). Den Teil des Widerlagers, welcher über der Kämpferfuge liegt, nennt man die Gewölbehintermauerung, deren obere Begrenzung tangential mit der oberen Gewölbeleibung abschließt und zumeist einem Böschungsverhältnis von 1 : 3 entspricht. Diese schiefe Abdachung wird zum Zwecke einer entsprechenden Abwässerung der Gewölbedecke angeordnet und überdies diese ganze Oberfläche noch mit einer 1 cm starken Asphaltschicht, einer 3 cm dicken Zementmörtel- oder 10 cm starken Betonschicht, der sogenannten „Gewölbeabdeckung“ versehen.

In Fig. 227 d ist der Querschnitt durch den gewölbten Durchlaß gezeichnet, während in Fig. 227 c die obere Hälfte den Grundriß, die untere Hälfte die Daraufsicht auf das Objektsende ohne Erdbedeckung gedacht darstellt. Fig. 227 b stellt den Längenschnitt dieses Teiles und Fig. 227 e einen

Querschnitt (*a b*) und Ansicht des schiefen Böschungsflügels dar. Der Abschluß der Objektsstirne geschieht in diesem Beispiele durch schiefe Böschungsflügel, deren obere Deckschar 0,30 m breit ist. Sie sind an ihrem oberen Teile $1^{1}/_{2}$ füßig geböscht, der untere Teil $1:{}^{1}/_{6}$ abgebrochen und der Übergang zur normalen Dammböschung von $1:1^{1}/_{2}$ durch einen $1:1$ bis $1:1^{1}/_{2}$ geböschten



a Ansicht des Auslaufes (in größerem Maßstabe).



b Längenschnitt.

c Horizontalprojektion.

d Querschnitt des Durchlasses.

e Querschnitt *a b* durch den Flügel.

Fig. 227. Gewölbter Durchlaß mit schiefen Böschungsflügeln.

gepflasterten Kegel vermittelt. Bei 1 füßiger Böschung der Kegel können dieselben trocken gepflastert werden, bei ${}^{2}/_{3}$—${}^{1}/_{2}$ füßiger Böschung müssen dieselben als Steinsatz, bei ${}^{1}/_{3}$—${}^{1}/_{6}$ füßigem Verhältnis aus Mörtelmauerwerk hergestellt werden. Bei Böschungen von $1:1^{1}/_{4}$ und flacher genügt natürlich Rasenbelag. Die Abdeckung der Flügel kann durch eine Rollschar, durch

Deckplatten oder durch Fassonquader erfolgen. Die Flügelmauern werden, wenn sie größere Höhen erreichen, bei der Stirnmauer stärker gemacht und verjüngen sich gegen das Ende (Fuß) zu. Als mittlere Dicke d' kann $d' = 0{,}25\,h'$ genommen werden, wobei h' die größte Höhe der Flügel bei der Stirnmauer bedeutet. In seltenen Fällen wird die vordere Fläche vertikal gemacht, zumeist erhalten die Flügel einen Anzug von $^1/_{15}$—$^1/_6$; desgleichen wird die hintere Wand zumeist nicht ganz vertikal gehalten. Fig. 227 e zeigt die Konstruktion eines solchen Flügels. Als Abgrenzung der Stirnmauer dient eine Deckplatte (ein Erdharken), die 0,40—0,60 m breit und 0,15—0,20 m stark gemacht wird. Diese Deckplatte erscheint in der Ansicht der Objektsstirne horizontal bei normalen Durchlässen; bei schiefen Durchlässen wird diese Deckplatte jedoch mehr oder weniger zum Horizont geneigt sein, je nach der Größe des Winkels, unter welchem sich die Durchlaß- und Wegachse schneidet. Aus Fig. 228 ist die Ansicht eines schiefen gewölbten Durchlasses zu ersehen.

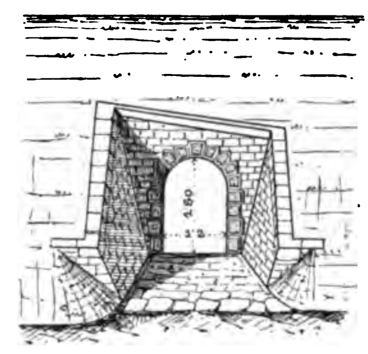
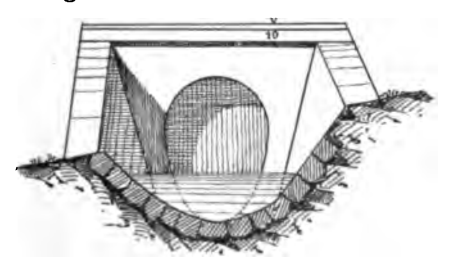
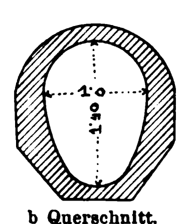


Fig. 228. Auslauf eines schiefen Objektes.

d) Röhrendurchlässe.

Wie der Name bereits anzeigt, wird der Durchlaß durch ein Rohr von rundem oder eiförmigem Querschnitt gebildet, das aus Holz, Stampfbeton, Eisen und dergl. bestehen kann. Ein- und Auslauf sind durch entsprechende Objekte mit Parallel- oder Böschungsflügel abgeschlossen. Einen Röhrendurchlaß aus Stampfbeton zeigt Fig. 229 b im Querschnitt, Fig. 229 a in der Ansicht (Auslaufobjekt). In ähnlicher Weise sind andere Röhrendurchlässe konstruiert und sollen in den Hauptabschnitten „Bewässerung" und „Entwässerung" verschiedene Konstruktionen vorgeführt werden.


a Ansicht des Auslaufes.



b Querschnitt.

Fig. 229. Röhrendurchlaß aus Stampfbeton.

2. Brücken.

Im nachfolgenden sollen bloß jene kleinen Brücken behandelt werden, wie solche bei der Projektierung von Entwässerungs- und Bewässerungsanlagen von dem Kulturingenieur herzustellen sind und den Zweck haben, offene Entwässerungsgräben oder kleinere Bäche zu übersetzen, bezw. die Kommunikation zwischen beiden Ufern zu ermöglichen. Nachdem infolge der

kleinen Spannweiten die Überbrückung ohne Zuhilfenahme von Mittelstützen (Pfeiler oder Joche) durchführbar ist, werden wir bei diesen Objekten nur

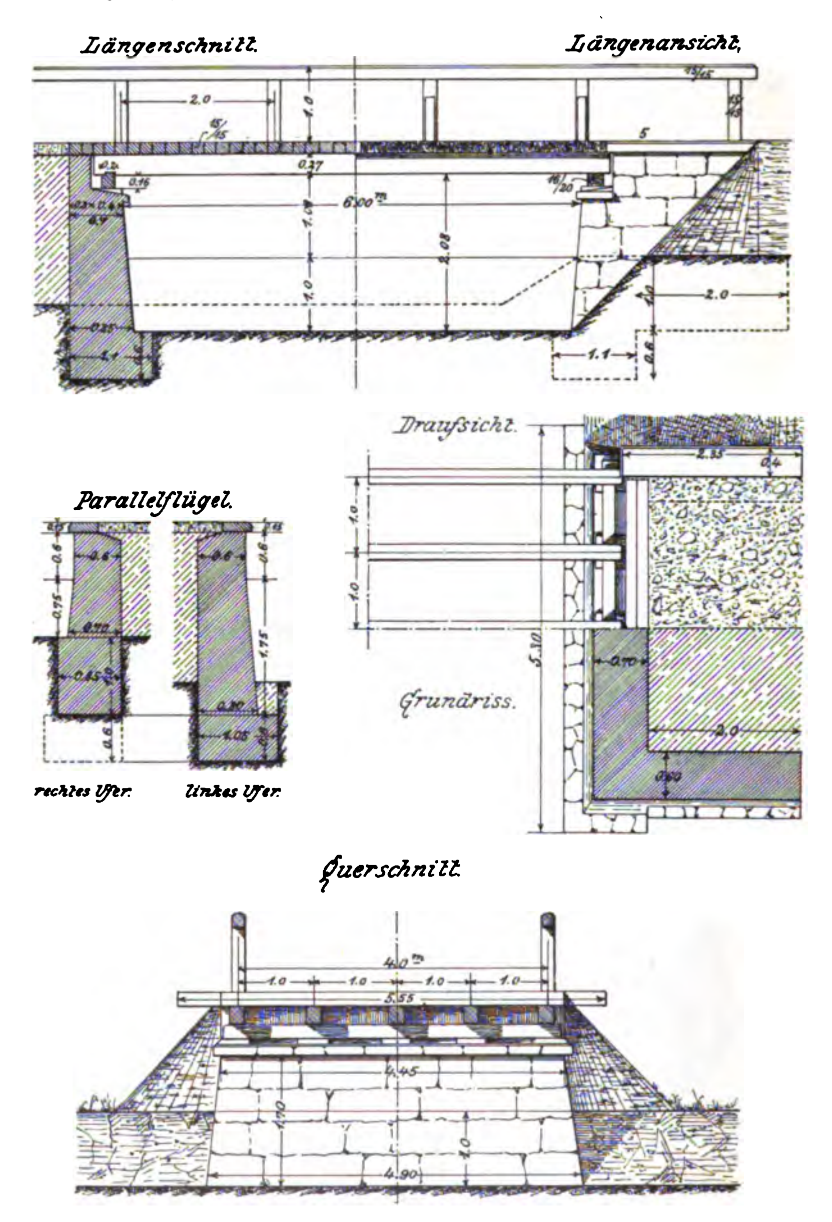


Fig. 230. Normalplan einer Brücke (Holzkonstruktion mit gemauerten Landpfeilern).

die Konstruktion der beiden Landpfeiler, Widerlager, sowie die eigentliche Brückenkonstruktion, also Tragkonstruktion, Brückenbahn und Geländer ins Auge zu fassen haben. Mit Rücksicht auf die geringe Dauer von hölzernen

Widerlagern werden dieselben zumeist in Mauerwerk durchzuführen sein. Die bauliche Durchführung einfacher gemauerter Brückenpfeiler ist aus Fig. 230 in den verschiedenen Schnitten und Ansichten zu ersehen. Die Stärke der Widerlager richtet sich nach ihrer Höhe und ist selbe wie bei Futtermauern zu berechnen. Selbstredend ist auch für eine solide Fundierung Sorge zu tragen. Die Tragkonstruktion der Brücken kann nun entweder aus Holz, Eisen oder Stein bestehen.

a) Hölzerne Brücken.

Die Tragkonstruktion besteht aus 2 Mauerbänken aus kantig behauenem Holz, welche, auf einem Absatze der Widerlager aufruhend, das Auflager für die Längsträger (Endbäume) bilden. Um der baldigen Fäulnis der Mauerbänke vorzubeugen, müssen dieselben möglichst frei und nicht ihrer ganzen Länge nach auf dem Mauerwerk aufruhen, zu welchem Zwecke in dem letzteren in gewissen Entfernungen Schlitze ausgespart sind, welche, sanft geneigt, ein rasches Abfließen des Regenwassers ermöglichen.

In vorliegendem Beispiele ist die Mauerbank aus einem $^{16}/_{20}$ cm starken, flachkantig aufliegenden Balken gebildet. Die Brückenträger (Endbäume) werden hochkantig gelegt. Der rationellste Querschnitt dieser Tragbalken ist jener, bei welchem sich die Breite der Balken b zur Höhe h so wie 5 : 7 verhält, d. h. also wenn $b = \frac{5}{7} h = 0{,}71\ h$ ist. Nachdem der Bruch- (Zug-) Modul für Holz ca. 700—800 kg pro cm² beträgt, so wird bei Annahme einer zehnfachen Sicherheit die zulässige Beanspruchung $s = 80$ kg pro cm² anzunehmen sein. Aus der Festigkeitslehre ist bekannt, daß das Trägheitsmoment J gleich ist der Fläche des Querschnittes mal dem Quadrate der Entfernung des Schwerpunktes von der Neutralachse.

$$\text{Es ist } J = \int_{-\frac{h}{2}}^{+\frac{h}{2}} x^2 . df$$

Für den rechteckigen Querschnitt ist nun $df = b . dx$,

$$\text{also } J = \int_{-\frac{h}{2}}^{+\frac{h}{2}} x^2 . b . dx = b \int_{-\frac{h}{2}}^{+\frac{h}{2}} x^2 dx .$$

Nun ist

$$\int x^m dx = \frac{x^{m+1}}{m+1}, \text{ also } \int x^2 dx = \frac{x^3}{3} = \frac{1}{3} x^3,$$

hier ist $x = \frac{h}{2}$, also $x^3 = \frac{h^3}{8}$. Für das bestimmte Integral ist der obere und untere Wert $= \frac{h^3}{8}$. Wir erhalten daher

$$J = b \frac{1}{3} \left(\frac{h^3}{8} + \frac{h^3}{8} \right) = b . \frac{h^3}{24} + \frac{h^3}{24} = b . \frac{2 h^3}{24} \text{ oder } J = \frac{b h^3}{12}.$$

Sei nun

W das Widerstandsmoment (Querschnittsmodul),

P die Kraft (bezw. Last),

M das max. Biegungsmoment für den gefährlichen Querschnitt,

J das Trägheitsmoment des Querschnitts,
e die Entfernung der von der Neutralachse entferntesten Faser,
s die größte, im Querschnitt vorkommende, zulässige Zugspannung,
l die Stützweite des Trägers,

dann haben wir bei einem gleichmäßig belasteten, an beiden Enden frei aufliegenden Holzbalken die Gleichgewichtsbedingung zu erfüllen, daß das Widerstandsmoment $W.s$ gleich dem max. Biegungsmoment M max. ist. Das max. Biegungsmoment M max. $= \frac{P}{2} \cdot \frac{l}{2} - \frac{P}{2} \cdot \frac{l}{4} = \frac{Pl}{8}$ für vorliegenden Fall, ferner $W = \frac{J}{e}$. Es muß nun M max. $= W.s$ sein, d. h. $\frac{Pl}{8} = s \cdot \frac{J}{e}$. Nachdem $\frac{J}{e} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{bh^2}{6}$ ist, so ist $\frac{Pl}{8} = bh^2 \cdot \frac{s}{6}$ oder die Tragkraft $P = \frac{8bh^2}{l} \cdot \frac{s}{6}$.

Nehmen wir nun das Verhältnis $b = 0{,}71\,h$ und $s = 80$ in Rechnung, so erhalten wir $P = \frac{75{,}73 \,.\, h^3}{l}$ oder daraus $h^{cm} = \sqrt[3]{\frac{P.\,l^{cm}}{75{,}73}}$, wobei P die Totalbelastung des Balkens in kg auf l^{cm} Spannweite bedeutet. Für Landbrücken kann als zufällige und eigene Belastung $P = 400$ kg pro m² angenommen werden.

Beispiel: Wir hätten eine Fahrbahnbreite von 4 m und eine Stützweite $l = 600$ cm, die ganze Fläche beträgt daher $6 \times 4 = 24$ m². Die Totalbelastung der Brücke daher $P = 400 \times 24 = 9600$ kg. Nimmt man nun 4 Balken in Entfernungen von 1,33 m an, auf welche diese Last verteilt werden soll, so entfällt auf die mittleren Balken je $\frac{P}{3} = \frac{9600}{3} = 3200$ kg, es ist also

$$h = \sqrt[3]{\frac{3200 \times 600 \text{ cm}}{75{,}73}} = \sqrt[3]{25353}$$
$$h = 29{,}4 \text{ cm}$$
$$\text{und } b = 0{,}71\ h = 20{,}9 \text{ cm.}$$

Angenommen werden für alle 4 Balken der Querschnitt $^{30}/_{21}$ cm, obwohl die 2 äußeren Träger bloß $\frac{P}{6}$ zu tragen haben. Eine alte Zimmermannsregel wählt die Höhe nach der Formel $h^{cm} = 16 + 2\ l^{m}$. Es würde also in vorliegendem Beispiele $h = 16 + 2 \times 6 = 28$ cm resultieren. Die obige gewählte Entfernung der Hauptträger mit 1,33 m ist als Maximum anzusehen und wird man in der Regel diese Entfernung ca. mit 1 m annehmen.

In Fig. 230 wurden bei 4 m Fahrbahnbreite 5 Hauptträger gegeben, welche entsprechend schwächer (27/19 cm) dimensioniert sind. Als Brückenbelag erscheinen hier 15/15 cm Bohlen bezw. Balken Mann an Mann gelegt. Dieser Bohlenbelag stellt die einfachste Bauweise der Brückenbahn dar und empfiehlt sich bei den in Frage stehenden Objekten. Vorteilhaft ist es, auf beiden Seiten der Brückenbahn über den Brückenbelag (Brückenstreu) zwei Saumhölzer zu geben. Der Sicherheit des Verkehres wegen muß endlich an beiden Seiten ein entsprechend kräftig gebautes Geländer angeordnet werden. Wird die Brücke stark befahren, ist also der Verkehr ein intensiverer, dann

wird man auf den hölzernen Brückenbelag eine ca. 0,10 m starke Schotterschichte geben, in welchem Falle unbedingt Saumhölzer gelegt werden müssen. Was die Dauer solcher Holztragkonstruktionen anbelangt, so müssen bei stark befahrenen Brücken die Brückenstreuhölzer alle 5 Jahre ausgewechselt werden, während die Dauer (völlige Betriebssicherheit voraussetzend) der Endsbäume (Hauptträger) mit maximal 10 Jahre angenommen werden kann.

b) Steinerne Brücken.

Bei denselben werden als Tragkonstruktion Gewölbe aus Stein oder Ziegel, Beton etc. verwendet werden. Ist die Spannweite nicht groß und genügend Konstruktionshöhe zwischen Sohle und Gewölbsscheitel vorhanden, dann wird man halbkreisförmige, in den meisten Fällen jedoch segmentförmige (Stichbogen) Gewölbsleibungen durchführen. In nachstehender Tabelle sind die Dimensionen für halbkreisförmige Gewölbe angeführt, wobei die erste Abteilung sowohl für Brücken bis 6 m Spannweite als auch für gewölbte Durchlässe bis 2 m Überschüttungshöhe, die zweite bis vierte Abteilung für letztere über 2 m bis 8 m Überschüttungshöhe Geltung hat.

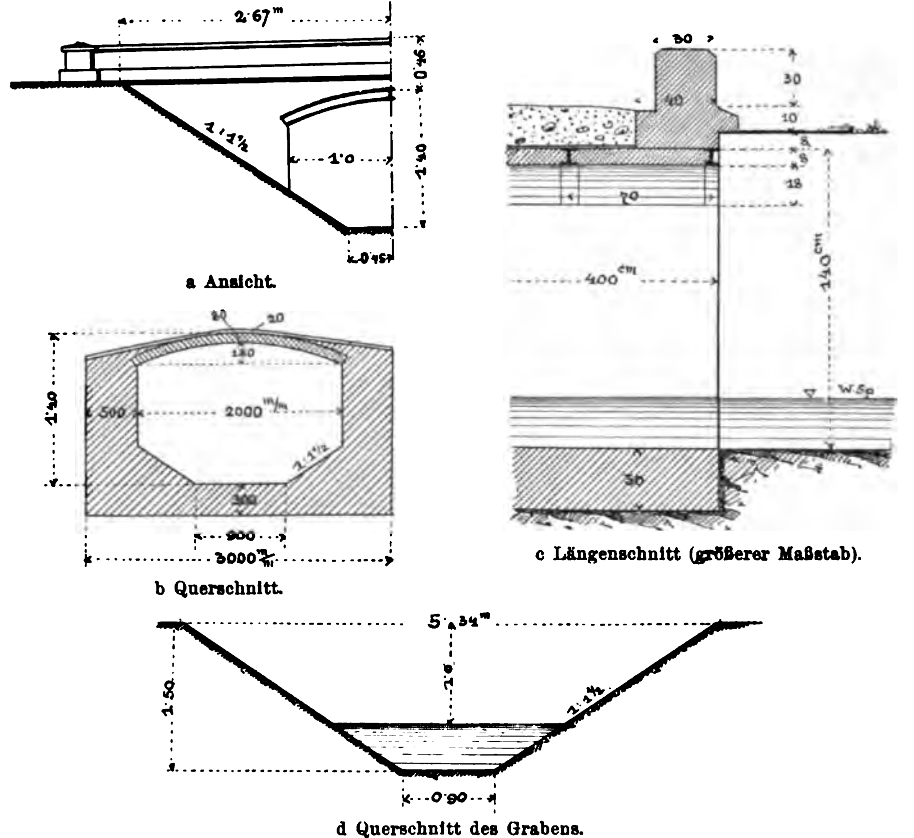
Tabelle der Gewölbs- und Widerlagerstärken für Halbkreisgewölbe.

Überschüttungshöhe in m	Dimensionen	Lichtweite in m					
		1	2	3	4	5	6
bis 2 m	*d*	0,45	0,50	0,55	0,60	0,60	0,65
	w	0,90	1,05	1,15	1,30	1,40	1,55
	a	0,10	0,10	0,15	0,15	0,15	0,20
2—4 m	*d*	0,45	0,50	0,55	0,60	0,65	0,70
	w	0,90	1,05	1,20	1,35	1,45	1,60
	a	0,10	0,10	0,15	0,15	0,20	0,20
4—6 m	*d*	0,45	0,50	0,60	0,65	0,70	0,75
	w	0,90	1,05	1,20	1,35	1,50	1,65
	a	0,10	0,12	0,15	0,15	0,20	0,20
6—8 m	*d*	0,45	0,50	0,60	0,70	0,75	0,80
	w	0,90	1,05	1,25	1,40	1,55	1,70
	a	0,10	0,12	0,15	0,20	0,20	0,25

Es bezeichnet:
d Scheitelstärke des Gewölbes.
a Abstand der Mittelpunkte der äußeren und inneren Gewölbsleibung.
w Widerlagerstärke; die Rückenfläche der Widerlager erhält die Neigung 5 : 1.

Für die kleineren Brücken der Ent- und Bewässerungsanlagen wird sich die Anwendung des Systems „Melan" ob seiner Billigkeit und raschen Herstellung sehr empfehlen. In den Figuren 231 a—d ist die Konstruktion einer Melanbrücke veranschaulicht. Widerlager, Sohle und Fundament, sowie das statt des Geländers angeordnete 30 cm hohe Bankett sind aus Stampfbeton hergestellt. Das Melangewölbe besteht aus Eisentraversen (gewölbte T-Träger, 8 cm hoch), welche der Leibung des Gewölbes entsprechend gebogen sind

und in Abständen von 70 cm aufgestellt werden. Zur besseren Auflage auf den Widerlagern (Kämpfer) werden Eisenplatten untergelegt. Der frei bleibende Raum des Gewölbes wird auf 8 cm Dicke auf Schalbrettern einbetoniert. Als Gewölbsüberdeckung kommt eine 2 cm starke Zementmörtelschichte. Die Brückenbahn besteht aus einer in der Mitte 20 cm starken Schotterschichte. Fig. 231 d stellt das Querprofil des zu überbrückenden Grabens, Fig. 231 a die Ansicht, 231 b den Querschnitt und 231 c den Längenschnitt (Detail) dar.



d Querschnitt des Grabens.
Fig. 231. Normalplan einer Melanbrücke.

Von den mannigfaltigen Balken in Beton-Eisenkonstruktion sei hier das jetzt allgemeine Anwendung findende System „Siegwart" hervorgehoben, welche Balken fabriksmäßig erzeugt werden.

c) Eiserne Brücken.

Die Bezeichnung „eiserne" Brücken bezieht sich hier nur auf die Verwendung von eisernen Tragbalken, statt der hölzernen Brückenkonstruktion. Die Verwendung von Eisen in Form von Eisenbahnschienen oder gewalzten Trägern wird in vielen Fällen rationeller erscheinen, nachdem sowohl die Erhaltungskosten wie unter Umständen die Herstellungskosten niederer als bei Holzbalken werden können; dies wird insbesondere bei größeren Spann-

weiten zumeist der Fall sein. Mit Rücksicht auf die bei kulturtechnischen Brückenobjekten vorhandenen geringeren Spannweiten soll hier von der Verwendung von genieteten Blechträgern Umgang genommen und im nachfolgenden nur die Berechnungsweise der Träger-Dimensionen bei Verwendung von Eisenbahnschienen oder gewalzten T-Trägern vorgeführt werden. Bei eisernen Brückenkonstruktionen kann als Brückenbelag entweder wieder eine hölzerne Brückenstreu verwendet werden, oder aber besser die sogenannten Zoré-Eisen zur Anwendung gelangen, welche Konstruktion mit Rücksicht auf die Bestandesdauer zumeist billiger zu stehen kommt. Die Zoréeisen sind Walzeisen von halbkreisförmigem Querschnitt mit horizontalen Auflagerflächen und werden ebenfalls Mann an Mann gelegt und zumeist auf die Hauptträger befestigt. Auf dieselben wird unmittelbar die 10—20 cm hohe Schotterschichte gegeben.

Berechnung der Längsträger.

1. Für Eisenbahnschienen. Wir fassen wieder das früher erwähnte Beispiel ins Auge und nehmen eine Fahrbahnbreite von 4 m, eine Spannweite von 6 m und eine maximale mobile Belastung von 400 kg pro m² an. Zur letzteren wird noch das Eigengewicht der Konstruktion und der Brückenstreu sowie der Beschotterung zu rechnen sein. Das Gewicht von 1 m³ Holz wird mit 1000 kg, das Gewicht von 1 m³ Schotter mit 2000 kg angenommen. Die zulässige Inanspruchnahme für Schmiedeeisen wird bei einer 5fachen Sicherheit (Bruchmodul = 4000 kg pro cm²) mit $s = 750$ kg angenommen und dazu noch je nach der Spannweite ein Zuschlag gleich der doppelten Spannweite (als kg ausgedrückt) dazu gegeben. Es ist also:

$$s = 750 + 2l$$
$$= 750 + 2 \times 6 = 762 \text{ kg.}$$

Nehmen wir nun mit Berücksichtigung der nachstehenden Tabelle 9 Schienen des größten Profils No. 1 als Träger für die 4 m breite Brückenbahn an, so erhalten wir eine Belastungsfläche F für jede Schiene von $6 \times 0,5 = 3,0$ m². Die mobile Belastung (Menschengedränge etc.) mit 400 kg angenommen, gibt pro Schiene:

Mobile Belastung	$= 400 \times 3 =$	1200 kg
Eigengewicht der Schiene No. 1 .	$= 32,66 \times 6 =$	200 „
hölz. Brückenstreu ($^{10}/_{10}$ cm) . . .	$3 \times 100 =$	300 „
Schotterdecke 10 cm stark	$3 \times 200 =$	600 „
Gesamtbelastung P einer Schiene	=	2300 kg.

Tabelle über Gewichts-, Trägheits- und Widerstandsmoment von Eisenbahnschienen.

Profil No.	Höhe in cm	Fläche in cm²	Gewicht pro lfd. Meter in kg	Trägheitsmoment J bezogen auf die horizontale Schwerpunktsachse	Trägheitsmoment J bezogen auf die vertikale Schwerpunktsachse	Widerstandsmoment W bezogen auf die horizontale Achse.
1	13,08	42,75	32,66	919,00	149,73	140,4
2	11,80	39,00	29,80	691,59	140,38	117,5
3	10,46	34,20	26,10	470,26	121,66	89,8

Tabelle für die Tragfähigkeiten gewalzter Eisenträger nach den

Querschnitts-Dimensionen in Millimetern

No. 40: 24 — 16 — 400 — 156
No. 35: 21 — 14 — 350 — 141
No. 32: 19 — 13 — 320 — 132
No. 30: 18 — 12 — 300 — 126
No. 28a: 17 — 11 — 280 — 150
No. 28: 17 — 11 — 280 — 120
No. 26: 15,5 — 10,5 — 260 — 114
No. 24a: 14,5 — 9,5 — 240 — 135
No. 24: 14,5 — 9,5 — 240 — 108
No. 22: 13 — 9 — 220 — 102
No. 20: 12 — 8 — 200 — 96
No. 18: 11 — 7 — 180 — 80
No. 16: 9,5 — 6,5 — 160 — 84
No. 13: 8,5 — 5,5 — 130 — 72
No. 10: 7 — 4,5 — 100 — 60
No. 8: 6 — 4 — 80 — 52

No. des Trägers	Gewicht pro laufenden Meter	Widerstandsmoment W (Querschnitts-Modul)	Tragfähigkeit pro 1 Meter Stützweite	Tragfähigkeit des frei			
				2	2,5	3	3,5
	kg		t				
40	102,3	1615,8	129,27	64,63	51,61	43,09	36,94
35	79,8	1111,8	88,94	44,47	35,57	29,65	25,41
32	67,7	862,9	69,03	43,51	27,60	23,01	19,72
30	60,1	724,7	57,98	29,00	23,19	19,33	16,56
28a	60,9	728,3	58,26	29,13	23,30	19,41	16,65
28	52,9	601,4	48,11	24,05	19,24	16,03	13,75
26	46,3	487,7	39,01	19,50	15,60	13,00	11,14
24a	46,2	477,7	38,18	19,09	15,27	12,73	10,92
24	40,1	394,2	31,54	15,77	12,62	10,51	9,01
22	34,3	308,4	24,67	12,33	9,87	8,22	7,05
20	29,0	240,0	19,20	9,60	7,68	6,40	5,77
18	24,1	182,9	14,63	7,31	5,84	4,88	4,18
16	19,6	132,1	10,57	5,28	4,22	3,52	3,01
13	14,4	79,9	6,38	3,19	2,55	2,13	1,82
10	9,4	41,2	3,29	1,64	1,32	1,09	0,94
8	7,0	24	1,92	0,96	0,77	0,64	0,55

Normal-Typen des österr. Ingenieurs- und Architekten-Vereins.

aufliegenden Trägers bei gleichmäßiger Belastung bei Inanspruchnahme von 1000 kg pro cm² und einer Stützweite in Metern von:													Größte lieferbare Länge
4	4,5	5	5,5	6	6,5	7	7,5	8	8,5	9	9,5	10	
in Tonnen													Meter Stützweite
32,32	28,71	25,85	23,50	21,54	19,89	18,47	17,24	16,16	15,21	14,36	13,60	12,93	13
22,47	19,76	17,99	16,17	14,82	13,68	12,70	11,85	11,11	10,46	9,88	9,32	8,89	13
17,26	15,34	13,80	12,55	11,50	10,62	9,86	9,20	8,63	8,12	7,67	7,27		13
14,49	12,88	11,59	10,54	9,66	8,92	8,28	7,73	7,25	6,82	6,47			14
14,56	12,94	11,65	10,60	9,71	8,96	8,32	7,77	7,28	6,85	6,47	(breitflanschig)		14
12,03	10,69	9,62	8,74	8,02	7,40	6,87	6,41	6,01	5,66				14
9,75	8,67	7,80	7,09	6,50	6,00	5,57	5,20	4,87					14
9,55	8,49	7,64	6,95	6,37	5,88	5,46	5,09	4,77			(breitflanschig)		14
7,88	7,01	6,30	5,73	5,25	4,85	4,50	4,20						14
6,16	5,48	4,93	4,48	4,11	3,79	3,52							14
4,80	4,26	3,84	3,49	3,20	2,95								10
3,65	3,25	2,92	2,66	2,44									10
2,64	2,35	2,11	1,92										10
1,59	1,42	1,28											10
0,82	0,73												10
0,48													10

Das maximale Biegungsmoment ist

$M_{max.} = \frac{P.l}{8} = \frac{2300 \text{ kg} \times 600 \text{ cm}}{8} = 172500$ kg/cm. Es muß nun das Biegungsmoment $M = W.s$, d. h. das erforderliche Widerstandsmoment $W = \frac{M}{s}$, wobei $s = 762$ kg ist, also $W = \frac{172500}{762} = 226$. Aus der Tabelle ist zu entnehmen, daß das W für das größte Schienenprofil No. 1 nur 140,4 beträgt, daher bei vorliegend großer Spannweite von 6 m an den beiden Enden wohl einfache Schienen No. 1 ausreichen, weil hier nur die halbe Belastung wirkt, für die andern 7 mittleren Träger je 2 gekuppelte Schienen, Profil No. 1, verwendet werden müssen. Das Erfordernis an Schienen (No. 1) beträgt daher bei Annahme von je 20 cm Auflager auf den Widerlagern:

16 Stück Schienen à 6,40 m lang = 102,4 lfd. m im Gewicht von 102,4 × 29,8 = 3051,52 kg oder rund $30^1/_2$ m-Ztr.

2. Für gewalzte ⊤-Träger (Traversen). Bei der bezüglichen Rechnung kann die vorstehende Tabelle (S. 246 und S. 247) der Tragfähigkeit gewalzter Eisenträger benutzt werden. Die Spannweite sei wieder $l = 6$ m, die Fahrbahnbreite $b = 4$ m. Mit Rücksicht auf die solide Eisenkonstruktion wollen wir als Brückenstreu in diesem Beispiel Zoréeisen verwenden. Dieselben werden in 3 Größen ausgeführt und zwar:

No.	Basisbreite	Gewicht pro lfd. m	Gewicht von 1 m² Zoréeisenbelag
1	150 mm	26,4 kg	88,5 kg
2	205 „	14,6 „	59,0 „
3	250 „	8,0 „	42,5 „

Wir wählen die mittlere No. 2 mit ca. 60 kg pro m² Belag. Nachdem diese Zoréeisen höchstens 1 m Stützweite erhalten, wollen wir auch in vorliegendem Beispiele diese Entfernung von 1 m beibehaltend 5 ⊤-Träger annehmen und wählen versuchsweise No. 26. Wir erhalten somit eine Belastungsfläche für einen Träger von 1 × 6 = 6 m². Die Gesamtbelastung eines Trägers setzt sich zusammen aus:

a) der mobilen Belastung . . . . = 6 × 400 = 2400 kg
b) der Eigenbelastung:
Gewicht des Trägers No. 26 . . . . . = 46,3 × 6 = 280 „
Zoréeisenbelag, Profil No. 2 . . . . . = 6 × 60 = 360 „
Schotterdecke im Mittel 0,20 stark = 6 × 0,2 × 2000 = 2400 „
zusammen 5440 kg.

Nachdem eine 20 cm starke Schotterschichte einer Belastung von 400 kg pro m² entspricht, so wird, wo keine große Frequenz vorhanden, eine schwächere Schotterschichte genommen werden, um schwächere Träger zu erhalten. Es ist nun wieder das maximale Biegungsmoment:

$$M_{max.} = \frac{Pl}{8} = \frac{5440 \text{ kg} \times 600 \text{ cm}}{8} = 408000 \text{ kg/cm},$$

das erforderliche Widerstandsmoment:

$$W = \frac{M}{s} = \frac{408000}{762} = 535.$$

Nachdem das beiläufig angenommene Trägerprofil No. 26 nur ein $W = 487,7$ aufweist, so müssen wir daher das nächst größere No. 28 mit $W = 601,4$ akzeptieren. Bei diesem größeren Querschnitt werden wir natürlich eine geringere Inanspruchnahme s als die angenommene (762 kg) erhalten, und zwar wird dieselbe nachstehend gefunden werden. Es ist die Gesamtbelastung $P = 5440$ kg + der Gewichtsdifferenz zwischen No. 26 und 28 $= 52,9 - 46,3 = 6,6$ kg $\times$ 6 m $= 39,6$ oder rund 40 kg, somit $P = 5480$ kg; ferner ist $M = \frac{Pl}{8} = \frac{5480 \times 600}{8} = 411\,000$ kg/cm, $W = 601$. Nachdem $M = W.s$, so ist $s = \frac{M}{W} = \frac{411\,000}{601} = 684$ kg pro cm². Im ganzen sind an Traversen erforderlich: $5 \times 6,4 = 32,0$ lfd. m à 53 kg $= 17$ m-Ztr.

Zum Schluß sollen die Kosten der Brückenträger nach den 3 verschiedenen Bausystemen vergleichsweise entwickelt werden, also ohne Rücksicht auf den Brückenbelag.

a) Hölzerne Träger:

4 Stück Träger $^{30}/_{21}$ cm à 6,40 m lang = 25,6 lfd. m à 0,06 m³ = 1,54 Festmeter Tannenholz à 40 Kr., Kosten der Träger somit ca. . . . . 62 Kr.

b) Eisenbahnschienen:

Erfordernis 30,5 m-Ztr. Schienen à 32 Kr. ca. . . . . 980 Kr.

c) Traversen:

Erfordernis 17 m-Ztr. Schienen à 32 Kr. ca. . . . . 560 Kr.

Wir werden daher aus Billigkeitsrücksichten bei nicht großen Spannweiten, trotz der geringeren Dauer, Holzträger wählen und bei größern Spannweiten und Straßenobjekten nur Traversen verwenden. Eisenbahnschienen sind in der Regel nur für kleine Spannweiten rationell und werden dann, als Alteisen gekauft, auch eine billige Herstellung ermöglichen.

(Siehe auch die vom Kgl. Ministerium des Innern herausgegebene „Vorschrift über die Herstellung der Straßenbrücken mit eisernen oder hölzernen Tragwerken“, Wien 1906, k. k. Hof- und Staatsdruckerei; ferner die Tabelle über Gewichte und Festigkeit verschiedener Baumaterialien am Schlusse dieses Bandes.)

Anhang zum Erdbau.

Tabelle der mittleren Einheitspreise auf Grund der heutigen Löhne und Materialpreise.

Post	Bezeichnung der Arbeitsleistung:	Maß	Einheitspreis in Kronen
	I. Erd- und Felsarbeiten, ohne Verführung.		
	A. In offenen Einschnitten.		
a)	Leichtes Material, mit der Schaufel zu lösen, z. B. Humus, sandiger Lehm oder Sand. Preis pro	m^3	0,40—0,50
b)	Schwereres Material, mit Krampen und Schaufel zu lösen, z. B. trockener Lehm, fester Schotter. Preis pro	m^3	0,60—0,70
c)	Wie vor, jedoch nur mit Krampen zu lösen, z. B. fester Ton, grober fester Schotter. Preis pro	m^3	0,70—0,80
d)	Verwitterter, leichter Felsen, mit Krampen, Keilen und Brechstangen zu lösen, z. B. Schiefer, Konglomerate. Preis pro	m^3	1,20—1,40
e)	Klüftiger Felsen, wobei einzelne Sprengschüsse zur Auflockerung notwendig, sonst wie vor. Preis pro	m^3	1,80—2,40
f)	Festes Sprenggestein, z. B. Sandstein, weicher Kalkstein etc. Preis pro	m^3	3,00—3,50
g)	Sehr festes Sprenggestein, z. B. harter Kalkstein, Granit, Gneis etc. Preis pro	m^3	4,00—5,00
h)	Höchst festes Sprenggestein, z. B. Basalt, dichter Granit etc. Preis pro	m^3	6,00—8,00
	B. In geschlossenen Baugruben (Fundamenten).		
a)	Obenstehende Preise erhöhen sich bis 2 m Tiefe um 35—45 % pro m^3 Aushub.		
b)	Wie vor, jedoch von 2—4 m Tiefe erhöhen sich dieselben um weitere 15—20 %.		
	C. Aushub unter Wasser (Baggerung).		
a)	Mit Handwerkzeugen bis 2 m unter Wasserspiegel zu baggerndes Material (aus Schlamm, Sand oder Schotter bestehend). Preis pro	m^3	4,40—6,00
b)	Maschinelle Baggerung bis 4 m unter Wasserspiegel in unbegrenzten Räumen mit Grundbaggern, zu baggerndes Material wie vor. Preis pro	m^3	0,30—0,45
c)	Dasselbe wie unter b), jedoch in begrenzten Räumen bis 4 m Tiefe. Preis pro	m^3	0,70—1,20
d)	Dasselbe wie unter c), jedoch mit Greifbaggern und bis 7 m Tiefe. Preis pro	m^3	1,60—2,00
e)	In geschlossenen, kleineren Baugruben, wie Fundamente von Quaimauern etc., mit Greifbaggern bis 4 m Tiefe. Preis pro	m^3	3,00—4,50
f)	Dasselbe, jedoch bis 8 m Tiefe. Preis pro	m^3	4,00—6,00
	D. Bölzungen.		
a)	Einfache Bölzung kleiner Baugruben mit 4—5 cm starken Pfosten und 15—20 cm starken Sprengern. Preis pro	m^2	1,80—2,40
b)	Getriebezimmerung mittels 8 cm Spundpfosten in Rahmen geführt. Preis pro	m^2	10—14

Post	Bezeichnung der Arbeitsleistung:	Maß	Einheitspreis in Kronen
c)	Dieselbe Zimmerung, jedoch einseitig bei Fundierung von Stütz- und Futtermauern (ringweise). Preis pro	m²	16—18
	E. Stollen samt Auspölzung und inkl. Ventilation bei einem Querschnitte von 5—6 m².		
	Preis pro laufenden Meter Stollen:		
	1. in mildem Gebirge	lfm.	100—120
	2. in lockerem und gebrächen Gebirge	lfm.	80—140
	3. in festem, leicht schießbarem Gebirge	lfm.	100—150
	4. in festem, schwer schießbarem Gebirge	lfm.	160—240
	Kleine Stollen (bis 3 m² Fläche).		
	a) im Schußgestein (also ohne Pölzung) Preis pro	m³	30—45
	b) im Stich- und Haugestein (samt Pölzung) Preis pro	m³	15—30
	II. Maurerarbeiten.		
	A. Trockenmauerungen.		
1.	Steinwürfe als Uferversicherungen, von mindestens 2 m Stärke. Preis pro	m³	6—7
2.	Steinsätze als Böschungsverkleidungen von Dämmen im Inundationsgebiete, von mindestens 1 m Stärke. Preis pro	m³	8—9
3.	Trockenmauerwerk in Stärken von mindestens 0,60 m. Preis pro	m³	10—12
4.	Trockenpflasterungen, 0,20—0,30 m stark. Preis pro	m³	12—14
	B. Mörtelmauerung.		
1.	Fundamentbeton in Portlandzement, Mischung 1 : 10. Preis pro	m³	17—20
2.	Aufgehendes Betonmauerwerk in Portlandzement, Mischung 1 : 8 (Stütz- und Futtermauern). Preis pro	m³	22—26
3.	Bruchsteinmauerwerk in Zementmörtel 1 : 4. Preis pro	m³	19—26
4.	Bruchsteingewölbemauerwerk in Zementmörtel. Preis pro	m³	24—29
5.	Rauhes Quadermauerwerk in Zementmörtel. Preis pro	m³	50—60
6.	Reines Quadermauerwerk in Zementmörtel. Preis pro	m³	90—130
7.	Zuschlag für sichtbare Flächen bei Bruchsteinmauerwerk inkl. Verfugung. Preis pro	m²	2—3
8.	Zuschlag für freiliegende Deckschichten. Preis pro	m²	3—4
9.	Zuschlag für überschüttete Deckschichten. Preis pro	m²	1,40—2
10.	Betonmauerwerk in Portlandzement, Mischung 1 : 6 für Kunstbauten. Preis pro	m³	28—38
11.	Wasserdichter Portlandzementverputz, Mischung 1 : 2, 2 cm stark. Preis pro	m²	3—4,50
12.	Betoneisen-Konstruktionen samt Armierung. Preis pro	m³	60—80

Tabelle der derzeitigen Tagelöhne (1906) bei Annahme einer 10 stündigen Arbeitszeit.

(Offertpreise von Bauunternehmungen.)

Tagelöhner	2,80— 3,40	Kronen	=	2,40— 2,90	Mark.
Weiber	2,20— 2,60	„	=	1,90— 2,20	„
Erdarbeiter	3,20— 3,80	„	=	2,70— 3,20	„
Steinbrecher	4,00— 5,00	„	=	3,40— 4,20	„
Gerüster (Bölzungen)	4,50— 5,50	„	=	3,80— 4,70	„
Steinmetze	5,00— 6,50	„	=	4,20— 5,50	„
Mineure	5,00— 7,00	„	=	4,20— 6,00	„
Maurer	5,00— 6,50	„	=	4,20— 5,50	„
Zimmerleute	4,50— 5,50	„	=	3,80— 4,70	„
Schmiede	5,00— 6,00	„	=	4,20— 5,10	„
Poliere (Aufseher)	7,00—12,00	„	=	6,00—10,00	„

III. Die Bodenentwässerung.

III. Die Bodenentwässerung.

A. Allgemeine Grundlagen.

Die ersten Anfänge der Ent- und Bewässerungen der Ländereien reichen, wie dies in der Einleitung bereits näher hervorgehoben wurde, bis in das graue Altertum zurück und wurde schon damals die hohe volkswirtschaftliche Bedeutung derartiger Bodenmeliorationen erkannt. Zahlreiche Reste derartiger tausende von Jahren alter kulturtechnischen Bauten geben heute noch Zeugnis von der Höhe der landwirtschaftlichen Kulturstufe, auf welcher die alten Völker bereits gestanden haben.

Die Entwässerung des Bodens kann sich entweder auf die Trockenlegung großer versumpfter Flächen und ganzer Landstriche erstrecken oder sich bloß auf die Entwässerung kleinerer Grundkomplexe oder einzelner Grundstücke beschränken.

Große versumpfte Ländereien werden mitunter oft in erster Linie nur zu dem Zwecke entwässert, um die durch die Sümpfe bedingten sanitären Schädlichkeiten (Malaria etc.) zu beheben.

Diese lediglich zur Verbesserung der hygienischen Verhältnisse eines Landstriches durchgeführten Landesmeliorationen gehören jedoch zu den Seltenheiten und wird wohl mit denselben zumeist gleichzeitig oder ausschließlich die landwirtschaftliche Bodenmelioration angestrebt, ja oft große, von Wasser bedeckte Binnenseen oder Meeresbuchten der Bodenkultur erschlossen.

Die Entwässerung großer Ländereien, insbesondere ganzer Flußtäler und Niederungen, kann auch nur aus dem Grunde erfolgen, um schädlichen Überschwemmungen vorzubeugen.

Die technischen Maßnahmen hierfür bestehen in der Durchführung von Fluß- und Stromregulierungen, in der Anlage von Entlastungskanälen, Horizontalgräben, Retensions-Reservoiren im Gebirge etc.

Die Wirkung dieser hydrotechnischen Bauten wird dadurch charakterisiert, daß bei den Flußregulierungen der Hauptrezipient, der Flußschlauch, auf eine derartige Kapazität erweitert wird, daß die früher exundierten Hochwässer unschädlich abgeleitet werden oder, wie bei den Entlastungskanälen, eine Teilung der Abfuhrwege eintritt, während bei den höchst selten rationell durchzuführenden Horizontalgräben oder bei den heute immer mehr in Anwendung kommenden Anlagen von Stauweihern (Gebirgsreservoiren) der schädliche Überfluß des Hochwassers in denselben zeitweilig zurückgehalten und nach Sinken der Hochflutwelle allmählich wieder in den Flußschlauch abgelassen wird.

Während die Durchführung von Flußregulierungen, als in den allgemeinen Wasserbau gehörend, hier nicht Gegenstand der Besprechung sein soll, werden die Stauweiheranlagen im II. Bande dieses Handbuches und die spezielle Bodenentwässerung großer Ländereien zum Schlusse dieses Bandes behandelt werden.

Gegenstand der nunmehrigen Besprechung sollen in erster Linie die speziellen Bodenentwässerungen einzelner Grundkomplexe, wie solche in gegebenen Fällen auch Aufgabe des Landwirtes sind, bilden.

Wie bekannt, entnehmen die Pflanzen den größten Teil ihres hohen Wassergehaltes dem Boden durch die Wurzeln. Von den Kulturgewächsen, welche hier nur in Betracht kommen, senken beispielsweise die Gräser und Getreidearten ihre Wurzeln in nicht bedeutende Tiefen (ca. 60—80 cm, unter Umständen bei Getreidearten bis 125 cm) herab; wir nennen sie daher seichtwurzelige Pflanzen. Andere wieder, wie einzelne Hülsenfrüchte und ausdauernde Kleearten, insbesondere aber Rübe und Raps, treiben bis mehrere Meter lange Wurzeln. Steht der Grundwasserstand im Boden permanent hoch, so werden die Kulturpflanzen ihre Wurzeln nicht entsprechend tief absenken. Wasserüberfluß wie Wassermangel werden die Vegetationsentwicklung schädigen. Aber auch in Fällen, wo der Boden in der Vegetationsperiode andauernd bis zu seiner vollen Kapazität mit Wasser erfüllt bleibt, wird eine Beeinträchtigung der Kulturpflanzen-Entwicklung zu bemerken sein.

Es verlangen also die meisten Kulturgewächse während der Vegetationsdauer zu ihrer gedeihlichen Entwicklung einen gewissen mehr oder weniger tiefen Stand des Grundwassers unter der Terrainoberfläche. Sobald das Grundwasser diese Grenze zeitweilig wesentlich überschreitet, so wird das Erträgnis mehr oder minder erheblich beeinträchtigt werden. Ist diese Erhebung jedoch eine dauernde, insbesondere in der Vegetationsperiode, so werden in solchen Sumpfböden, beispielsweise auf Wiesen, die sogen. süßen Gräser nach und nach absterben und die sauren Gräser, sowie Schilf, Moos etc. Besitz von der Vegetationsdecke ergreifen. Die Erhebung des Grundwassers kann auch eine derartige werden, daß sie die Terrainoberfläche überschreitet, in welchem Falle wir es mit einer wirklichen Sumpfbildung zu tun haben. Es können somit je nach dem Grade der Erhöhung des Grundwasserspiegels über die für die Vegetation notwendige Grenze nasse Böden, sumpfige Böden und endlich Sümpfe unterschieden werden. Was diese Grenze der notwendigen Tiefenlage des Grundwasserspiegels betrifft, so fällt dieselbe z. B. beim Reis — einem Sumpfgewächse — nahezu mit der Terrainoberfläche zusammen. Die Kulturgewächse unserer Breiten speziell verlangen eine wechselnde gewisse Tiefe des Grundwasserspiegels, abhängig von der Art der Kulturpflanzen, von der Bodenbeschaffenheit und dem Klima des Pflanzenstandortes. So soll bei den Getreidearten und bei Hackfrüchten (also Ackerböden) das Grundwasser höchstens 0,8 m unter Terrain liegen. Ganz kurz andauernde größere Anschwellungen sind natürlich ohne wesentlichen Einfluß und ist immer nur der vorwiegende permanente Grundwasserstand gemeint. Ist diese Höhe andauernd überschritten, dann haben wir es mit einem „nassen Boden“ zu tun. Bei Durchführung von Entwässerungen wird man jedoch die Senkung des Grundwasser-

spiegels nicht auf 0,80 m, sondern zumeist, wo es überhaupt möglich ist, bei Ackerböden auf 1,15—1,25 m, speziell bei Rüben auf 1,50—2,0 m anstreben. Bei Wiesenland ist diese obige maximale Grenze ca. 0,6 m unter Terrain, wobei die meisten Wiesengräser auch noch ein vorübergehendes Steigen, insbesondere außerhalb der Vegetationszeit, vertragen, ohne in ihrem Ertrage Schaden zu leiden. Bei unbewässerten Wiesen und bei Vorhandensein eines Untergrundes von geringer Kapillarität darf der Wasserspiegel oftmals überhaupt nicht tiefer als 0,60 m gesenkt werden. In normalen Fällen, insbesondere jedoch dort, wo auch eine Bewässerung erfolgt, kann durch Entwässerung der Grundwasserspiegel bei Wiesen bis 1 m Tiefe unter Terrain gesenkt werden. Die Wiese kann man im allgemeinen daher erst dann als „zu naß" bezeichnen, wenn der Grundwasserstand vorwiegend während der Vegetationsperiode hindurch seichter als 0,5 m liegt. Wie schon früher erwähnt, hängt diese entsprechende Tiefenlage des Grundwassers nicht nur allein von der Pflanzengattung, sondern auch von der geognostischen Beschaffenheit des Untergrundes ab. So verlangt z. B. der reine Sandboden infolge seiner geringen kapillaren Ansaugungsfähigkeit einen verhältnismäßig höheren Grundwasserstand als ein bündiger Lehm- oder Lettenboden. Es ist daher Sache des Landwirtes und Kultur-Ingenieurs, den Boden durch Bohrungen oder Probegruben aufzuschließen, die Grundwasserverhältnisse aufzunehmen und die bestehenden Vegetations- und Ertragsverhältnisse hiermit zu vergleichen, um zu sehen, wo und wie weit eine Bodenmelioration beantragt werden soll. Die früher angegebenen Tiefengrenzen beziehen sich auf normale klimatische Verhältnisse unserer Länder und wird in waldreichen, höher gelegenen, regenreichen und kühleren Gebirgsgegenden eine größere Tiefenlage des Grundwassers erzielt werden können, während in regenärmeren Gegenden mit sehr heißem Sommer zur Vermeidung einer intensiven Austrocknung des Bodens der Grundwasserstand höher als die früher erwähnte Grenze gehalten werden muß. Aufgabe der kulturtechnischen Bodenmelioration wird es daher im allgemeinen in den Fällen des Wasserüberflusses sein, diese Übersättigung des Bodens zumeist durch Ableitung des überschüssigen Wassers zu beheben, wodurch gleichzeitig die Durchlüftung des Bodens und damit eine Sauerstoff-, zum Teil auch eine Stickstoffzuführung in Form von Ammoniak aus den Verwesungsprodukten der obersten Bodenschichte, sowie eine zumeist wohl nur unbedeutende Erwärmung des Bodeninnern, überhaupt die teilweise oder gänzliche Beseitigung nachstehender Nachteile der zu nassen Böden ermöglicht wird. Schließlich gibt auch die Bestimmung der Luftkapazität einen wichtigen Anhaltspunkt für die Notwendigkeit einer Entwässerung (siehe S. 31).

Nachteile der nassen und versumpften Böden.

Sümpfe und versumpfte Böden, insbesondere mit wechselndem Grundwasserstande, geben Anlaß zur Verwesung der organischen Bestandteile, hierdurch zur Beeinträchtigung der sanitären Verhältnisse in der Umgebung solcher Komplexe, indem die ausströmenden Miasmen, Gase, wie Schwefelwasserstoff, Phosphorwasserstoff, sowie die sich hier häufig ansiedelnde Moskitoart Anopheles die unter der allgemeinen Bezeichnung „Sumpffieber" (Malaria)

bekannten Krankheitserscheinungen hervorrufen, während durch eine entsprechende Trockenlegung diese Krankheiten nach und nach verschwinden, nachdem auch diese das Malariagift übertragende Mückenart nach erfolgter Trockenlegung des Bodens bezw. Tieferlegung des Wasserspiegels abstirbt. Abgesehen von diesen Übelständen sanitärer Natur sind es hauptsächlich nachstehende Nachteile für die Pflanzenvegetation, welche für die Landwirte von Interesse sind.

Der zu nasse oder gar versumpfte Boden gestattet, nachdem er eben von dem stagnierenden Grundwasser erfüllt ist, der atmosphärischen Luft und damit dem Sauerstoff derselben keinen oder nur geringen Zutritt. Es wird hierdurch die Oxydation der Nährstoffe der Pflanzen verhindert und das Atmen der Wurzeln erschwert, die Bildung von für das Gedeihen der Kulturgewächse schädlichen Verbindungen befördert, welche wieder andererseits die Vegetation saurer Gräser, Schilfe etc. begünstigen.

Durch die beständige Verdunstung des im Boden enthaltenen Wassers werden der Luft und dem Boden Wärme entzogen; solche nasse Böden sind daher kalt; hierdurch wird selbtsredend die Vegetation vermindert und verzögert. Spätfröste schaden solchen nassen Böden am meisten und sind im allgemeinen diese Nachteile größer, je kälter das Klima ist. Der nasse Boden verhindert das Eindringen des Regenwassers, welches sonst durch die offenen Risse und Poren des trockenen Bodens versickert und den Boden anfeuchtet, während durch die Poren frische Luft in den Boden nachgesaugt wird, denselben mitunter erwärmt und durch den Gehalt an Sauerstoff die Oxydation bewirkt.

Die Zersetzung des Humus wird erschwert, die Bildung schädlicher Humussäuren (saure Böden) begünstigt, endlich bei Vorhandensein größerer Mengen von Eisenoxydul die weitere Oxydation desselben behindert.

Nasse Böden können erst viel später bestellt werden als trockene, was für die Anbauzeit von wesentlichem Einfluß ist, während entwässerte Böden im Frühjahre bald trocken werden und die Bestellung ermöglichen. Die Vegetation entwickelt sich im Frühjahre viel früher, so daß die Pflanzen beim Eintritte der warmen Witterung schon kräftig genug sind, um Hitze zu ertragen. Das Wachstum und die Entwicklung derselben erstreckt sich bis in den Herbst hinein und wird nicht durch die Kälte beeinflußt, welch letztere bei nassen Böden schon früher erzeugt wird. Auch wird der Dünger in einem nassen Boden schlechter wirken wie im trockenen und Körner oder Futterfrüchte auf nassen Böden nie zu der Entwicklung gelangen, wie auf trocken gelegten. Die Erfahrung hat ferner gelehrt, daß der Reif entwässerten Feldern weniger schadet wie nassen Grundstücken. Das Getreide wintert auf nassen Böden sehr leicht aus und lagert sich im Sommer leicht, nachdem die Wurzeln nicht tief genug in den Boden eindringen. Nasse Böden begünstigen die Wucherung der Unkräuter, wodurch die Kulturpflanzen in ihrer Entwicklung oder ihrem Ertrage geschmälert, ja unter Umständen ganz verdrängt werden können. Die Bebauung und Bearbeitung des nassen Bodens erfordert endlich auch einen bedeutend größeren Aufwand (bis zu 30 %) an Arbeit oder Zugkraft.

Kennzeichen der Versumpfung oder zu grofsen Nässe.

Wenn wir von einer direkten Sumpfbildung mit über Terrain liegendem Wasserspiegel absehen, so werden wir nachstehende Kennzeichen für zu nasse oder versumpfte Böden zu unterscheiden haben.

Beim Betreten der Grundstücke ist ein auffallendes elastisches Nachgeben des Bodens, oft unter schwachem Austritte von Wasser in den durch die Fußtritte vorübergehend erzeugten Mulden, bemerkbar und sinken Menschen und Tiere beim Betreten dieser Grundstücke auch in trockener Zeit tief ein. Es verrät das üppige Vorkommen von Wasser- und Sumpfpflanzen das Vorhandensein eines hohen permanenten Grundwasserstandes oder allgemein eines Überschusses an Bodenfeuchtigkeit. Bei Böden, welche oberflächlich scheinbar trocken sind, im Untergrunde jedoch einen das Wachstum der Pflanzen beeinträchtigenden Überschuß an Grundfeuchtigkeit besitzen, ist diese Ursache auch äußerlich zu bemerken in einer lokal zurückgebliebenen Entwicklung der Vegetation (vorausgesetzt, daß nicht die Armut des Bodens an Nährstoffen diese Erscheinung bedingt), des weiteren in einer weniger frischen Farbe (fahle Färbung des Getreides), endlich durch verspätetes Reifen und häufigeres Auswintern des Getreides. Bei sonst trockener Oberfläche und lichter Farbe der umliegenden gleichartigen Grundstücke lassen sich oft lokale größere oder kleinere dunkle Stellen im gepflügten Ackerboden bemerken, welche permanent feucht bleiben. Die dunkle Farbe dieser Ackerflächen verschwindet bei anhaltender großer Trockenheit manchmal auf kürzere Zeit, kommt jedoch nach jedem stärkeren Regen oder nach der Schneeschmelze sofort wieder zum Vorschein. Zumeist sind lokal auftretende Quellen die Ursache dieser Erscheinung. Sind die äußeren Merkmale einer zu großen Bodenfeuchtigkeit nicht so auffallende und will man sich genau überzeugen, ob der Boden entwässerungsbedürftig ist, dann muß, wie dies überhaupt in den meisten Fällen einzutreten pflegt, der Boden durch Anlage einer entsprechenden Anzahl und entsprechend verteilter Bohrlöcher oder besser Probegruben ($1^1/_2$ bis 2 m mindestens tief) erschlossen und die Tiefenlage des Grundwasserspiegels unter Terrain, sowie die Bodenbeschaffenheit selbst konstatiert werden. Unter Umständen ist es zu empfehlen, die Grundwasserschwankungen in diesen Aufschlüssen durch längere Zeit zu beobachten, und wird man dann in solchen Fällen die Bohrlöcher durch Verrohren (Eisen-, Holz- oder Drainageröhren) vor dem Einstürzen sichern.

Ursachen der Versumpfung oder zu grofsen Nässe des Bodens.

Die Ursachen können mannigfaltige sein.

1. Der einfachste Fall ist der, wenn das auf einen schwer durchlässigen Lehm- oder Tegelboden fallende oder das von den Abhängen herabkommende Regenwasser zufolge einer muldenförmigen Gestaltung oder völlig ebenen Lage des Terrains am Abfließen verhindert ist und sich nur mit der Zeit durch Verdunsten und teilweises Einsickern verliert, was insbesondere bei rauhem Klima lange Zeit beansprucht. Es ist dies also als eine Versumpfung durch Tagwasser aufzufassen. Zumeist tritt dieselbe jedoch durch Grundwasser, überhaupt unterirdisches Wasser ein.

2. In den meisten Fällen ist es das Fehlen der natürlichen Vorflut, welche die Versumpfung erzeugt. Unter Vorflut versteht man die Möglichkeit, die in den nassen oder versumpften Gründen angesammelten Grundwassermengen auf natürliche oder künstliche Weise nach einem tiefer gelegenen Rezipienten von genügender Aufnahme- oder Fortleitungsfähigkeit (Kapazität) bis auf ein gewisses Maß abzuführen. Gewöhnlich sinkt das Regenwasser in den Erdboden ein, gelangt auf eine wasserundurchlässige Schichte, auf der es sich ansammelt und bei Fehlen einer natürlichen Vorflut nun immer höher steigt, bis es irgendwo überlaufen kann. Als Vorflut-Rezipient für die Abführung des im Boden stagnierenden Wassers dient entweder ein entsprechend tiefer gelegener Teich, ein See oder ein fließendes Gewässer.

3. Durch zu hoch eingebaute feste Stauanlagen kann eine dauernde Versumpfung der oberhalb liegenden Grundstücke bewirkt werden.

4. Die Abflußmöglichkeit kann beeinflußt werden durch allmähliche Entwicklung einer zu starken Serpentinierung eines Wasserlaufes, wodurch das Gefälle vermindert, die Kapazität des Durchflußprofiles verkleinert und dadurch der Wasserstand erhöht wird.

5. Infolge allmählicher Verminderung des Gefälles, dadurch Vermehrung der Ablagerung der Sinkstoffe in einem Wasserlaufe, wodurch eine derartige Erhöhung des Profiles und der Gerinnsohle eintreten kann, daß dieselbe höher liegt als die nebenliegenden Talgrundstücke, was dadurch eintritt, wenn das beim teilweisen Reinigen des Profiles gewonnene Material zur Erhöhung der Dämme verwendet wird. In dem Falle nun, als der Untergrund durchlässig ist, wird durch das Wasser des höher gelegenen Gerinnes eine Versumpfung der Talgründe erfolgen können, wie dies häufig bei in der Tallehne geführten künstlichen Werkgerinnen, Mühlgräben etc. zu beobachten ist.

6. Endlich können auch lokal auftretende Versumpfungen durch auf diesem Grunde oder in der Nähe desselben entspringende Quellen hervorgerufen werden.

Prinzipien für die Art der Entwässerung.

Die Art oder Methode der Entwässerung wird sich im allgemeinen nach der Ursache der Versumpfung oder der überschüssigen Bodenfeuchtigkeit richten.

1. Bei einer durch Tagwasser und Undurchlässigkeit des Bodens erzeugten Versumpfung oder zu großen Nässe wird es sich lediglich darum handeln:

a) Möglichste Abhaltung und separate Ableitung des von anderen, höher gelegenen Grundstücken abfließenden Tagwassers (sogen. fremden Wassers) mittels Anlage eines Abfang- und Umleitungsgrabens um das eigentlich zu entwässernde Gebiet. Dieses fremde Wasser ist in denselben Rezipienten wie das von der direkten Entwässerung des fraglichen Areales herstammende Wasser jedoch separat einzuleiten.

b) Die spezielle Entwässerung der betreffenden Grundstücke selbst; dieselbe wird dadurch erfolgen, indem man mittels offener Gräben, welche

mit entsprechendem Gefälle und in entsprechendem Ausmaße angelegt werden, für die Ermöglichung einer rascheren Abführung des nach den Niederschlägen in den Mulden zurückgebliebenen Tagwassers sorgt. Ermöglicht das Vorhandensein eines tiefer gelegenen Rezipienten — eines Grabens, Wasserlaufes etc. — die Ableitung in denselben, d. h. ist also eine natürliche Vorflut vorhanden, dann wird die Entwässerung eine sehr einfache und billige werden. Die Grabendimensionen werden entsprechend der abzuführenden Wassermenge zu berechnen sein. Ist eine natürliche Vorflut jedoch nicht vorhanden, so muß zur Schaffung einer künstlichen Vorflut, zur künstlichen Hebung des in einem Brunnen, Sammelbassin etc. aus den Entwässerungsgräben gesammelten Wassers geschritten werden. Diese Hebung geschieht mittels Pumpen, Wasserräder, Wasserschnecken etc., welche Wasserfördermaschinen durch einen Wind- oder Dampfmotor (Windrad oder Lokomobile) angetrieben werden. Das gehobene Wasser wird sodann in ein in der Nähe gelegenes Wassergerinne geleitet, dessen Wasserspiegel höher liegt als der in den Sammelbrunnen gesenkte Wasserspiegel. Die zur Entwässerung ausgehobenen Gräben werden sich also, solange die Pumpe nicht in Tätigkeit tritt, durch das Tagwasser anfüllen, und werden erst dann diese Gräben entwässernd wirken, wenn eine permanente entsprechende Senkung des Wasserspiegels im Sammelbrunnen eingetreten ist.

2. Die häufigsten Fälle der Notwendigkeit einer Entwässerung sind jene, wo trotz vorhandener Abflußmöglichkeit eine rasche natürliche (selbständige) Entwässerung der Grundstücke, welche durch zu hohen Grundwasserstand an übergroßer Nässe leiden, nicht eintritt. So sind es insbesondere die schweren Tonböden und viele Äcker und Wiesengründe des Hügel- und Gebirgslandes, welche, durch die häufigen Niederschläge und durch ein rauheres Klima bedingt, bis in den Sommer hinein an großer Nässe leiden. In allen diesen Fällen wird man durch Anlage von offenen Gräben oder durch Drainage den Grundwasserspiegel dadurch in eine für die Vegetation zweckmäßige, gedeihliche Tiefe senken, daß man den entsprechend tiefen Hauptsammelgraben oder Drain in einen tiefer gelegenen Wasserlauf etc. einführt. Ist eine solche Beschaffung einer natürlichen Vorflut nicht vorhanden, so muß eine künstliche Vorflut dadurch beschafft werden, daß die Sammelgräben in eine Zisterne, ein Bassin oder einen Brunnen geleitet werden, worauf das gesammelte Wasser durch ein Hebewerk in ein höher gelegenes natürliches Abflußgerinne zeitweise gehoben wird. Zu den Methoden der Entwässerung von Kulturland zum Zwecke einer Bodenmelioration muß ferner die als technisch interessanteste, jedoch nur in sehr seltenen Fällen anwendbare Versenkmethode oder die Entwässerung mittels Schlucker hervorgehoben werden. Dieselbe besteht darin, daß das durch gewöhnliche Röhrendrainage gesammelte Wasser statt in einen offenen Graben oberirdisch, durch senkrechte, die wasserhaltende (undurchlässige) Lehmschichte durchteufende Röhren in eine tiefer gelegene Schotter- oder Sandschichte unterirdisch abzuleiten ist. Diese äußerst selten durchzuführende Entwässerungsart ist gebunden an die Vorbedingung, daß in nicht beträchtlicher Tiefe unter Terrain unter der wasserhaltenden (undurchlässigen) Schichte eine so stark durchlassende Schichte

vorkommt, deren Fortleitungsvermögen (Kapazität) namhaft größer ist als das im Maximum zur Versenkung gelangende Wasserquantum pro Sekunde. Diese Fähigkeit der wasserleitenden Schichte ziffernmäßig darzustellen, ist überhaupt nur annähernd möglich; auch kann diese Leistungsfähigkeit mit der Zeit abnehmen, die zur Absenkung des Grundwassers bestimmten Bohrlöcher in der Lettenschichte können sich auch mit der Zeit verschlämmen, daher diese Methode sehr selten zur Durchführung gelangt. In den meisten Fällen wird beim Durchbohren der wasserhaltenden Lettenschichte kein Versenken, sondern häufig ein Emporquellen von unter Druck stehendem (artesischen) Wasser zu beobachten sein. Die Versenkmethode speziell durch Abteufung einer größeren Anzahl von Bohrlöchern wird häufig die „holländische Drainage“ genannt, nachdem sich zumeist in Holland die Möglichkeit der Durchführung einer solchen Entwässerungsmethode ergab. Natürlich muß dafür Sorge getragen werden, daß sich diese Löcher (oft 5000 bis 6000 Stück auf einem Hektar) nicht verstopfen. Eine gewöhnlichere Art dieser Versenkmethode besteht darin, daß man das aus dem Entwässerungsgebiete gesammelte Wasser durch einen Sammeldrain oder auch offenen Graben in ein Bassin führt, wo es zur Ruhe gelangt, die mitgeführten Sedimente ablagert und durch eine Rohrleitung aus diesem Bassin, das natürlich häufig gereinigt werden muß, in den durchlässigen Untergrund (Schotterschichte) leitet.

Im Prinzipe ähnlich, in der technischen Durchführung und in ihrer Wirkung jedoch wesentlich verschieden ist die Methode der unterirdischen Entwässerung der österreichischen Karst-Kesseltäler. Die erste Anregung zur Vornahme von Studien über die Lösung der Frage der Entwässerung der durch periodische Überschwemmungen heimgesuchten Kesseltäler von Krain erfolgte Anfang der 1880er Jahre durch den österreichischen Touristen-Klub.

Im Jahre 1886 begannen im Auftrage des k. k. Ackerbauministeriums die bezüglichen Erhebungen im Planinatale in Krain, welches häufig wiederkehrenden Überschwemmungen des Unzflusses ausgesetzt ist, und wurden diese Vorerhebungen später auf die Kesseltäler von Zirknitz, Laas-Altenmarkt, Reifnitz und Gottschee ausgedehnt. Ebenso wurde im Auftrage der bosnisch-herzegowinischen Landesregierung die Verfassung und Durchführung einer Reihe von ähnlichen Entwässerungsprojekten in den an Kroatien und Dalmatien angrenzenden Karstgebieten Bosniens und der Herzegowina veranlaßt, von welchen u. a. die durchgeführte Melioration des Livanjskopolje bei Livno (Bosnien) hervorzuheben wäre, soweit sich diese Arbeiten auf die unterirdische Entwässerung beziehen.

Das der Hauptsache nach aus Kalkstein gebildete Gebirgsmassiv des Karstes bietet sowohl in bezug auf seine Oberflächengestaltung als auch in bezug auf die innere Beschaffenheit des Gebirges ganz eigentümliche Erscheinungen dar, welche auch unmittelbar eine wesentlich verschiedene Gestaltung in den Wasserabflußverhältnissen zur Folge haben.

Während im allgemeinen jedes große Niederschlagsgebiet durch verschieden lange und breite Täler durchfurcht ist, welche Talwege das von den Gehängen herabkommende Meteorwasser in Längsgerinnen (Bach- und Fluß

betten) einem größeren, tiefer gelegenen Rezipienten, einem Strom, einem See oder dem Meere zuführen, erscheint das Relief des Karstgebietes charakterisiert durch eine große Anzahl von teils trichterförmigen Einsenkungen (Dolinen genannt), teils treten an Stelle der Längstäler überall vollkommen abgeschlossene flache, oft ziemlich ausgedehnte längliche Bodensenkungen (Talmulden, Kesseltäler) mit breiter Talsohle und vorherrschend horizontaler Lagerung auf, wobei sich die Sohlenfläche zumeist ziemlich scharf von den anstoßenden Gehängen abgrenzt.

Die Sohlen dieser Kesseltäler — in der Herzegowina Poljen genannt — sind ebenso wie die Basis der Dolinen mit Verwitterungsprodukten des Kalkes und Dolomites, sowie Sedimentierungs- und Erosionsmaterial der Gehänge überlagert, welches in den Karstgebieten den eigentlichen Kulturboden bildet.

Die natürliche Entwässerung dieser abgeschlossenen Talmulden ist nun nur dadurch ermöglicht, daß das Berginnere des Karstes von einer großen Zahl von Klüften, Spalten und Höhlen durchsetzt ist, in welchen das auf die Talsohle gelangende Meteorwasser dann auf natürliche Weise seinen Abfluß finden kann, wenn von Natur aus diese unterirdischen Hohlräume durch Einfallöffnungen (Saugtrichter, Schlünde) mit der Talsohle kommunizieren.

Solche natürliche Eintrittsöffnungen (Vorflutstellen), welche in Bosnien und der Herzegowina Ponore genannt werden und welche entweder in der Talsohle, am Rande oder in verschiedenen Höhen im Talgehänge situiert sind, treten oft häufig auf, und finden, wie erwähnt, durch diese Schlünde die Tagewässer ihren natürlichen Abfluß, um oft in tiefer gelegenen Gegenden als mitunter starke Quellen wieder aufzutreten oder aber in einen unterirdischen Fluß und durch diesen in das Meer einzumünden.

Oft erscheinen diese natürlichen Vorflutöffnungen durch abgelagertes Holz, durch angeschwemmtes Schotter- und Steinmaterial teilweise oder ganz verlegt und daher in ihrer Funktionierung wesentlich beeinträchtigt; daher es zum Zwecke der Wiederherstellung einer entsprechenden Entwässerung, also Ermöglichung der ungehinderten Wasserabfuhr notwendig erscheint, diese Abflußöffnungen wieder völlig aufzuschließen und durch bautechnische Maßnahmen eine abermalige Verlegung derselben zu verhindern. Desgleichen wird behufs Entwässerung derartiger Kesseltäler die Abteufung ganz neuer Saugschlünde, sowie ihre Ausmauerung und Sicherung gegen Verstopfung notwendig werden. In beiden Fällen wird eine sorgfältige Aufnahme der unterirdischen Hohlräume bezw. der unterirdischen Abflußverhältnisse der technischen Baudurchführung vorangehen müssen.

Näheres siehe in der betreffenden Literatur: Cvijić, Das Karstphänomen, Wien 1893 (Hölzel); Riedl, Über landwirtschaftliche Meliorationen in der Herzegowina (Wochenschr. d. österr. Ingenieur- und Architekten-Vereins No. 17 und 18, Jahrg. 1889); Kraus, Die Entwässerung in den Kesseltälern von Krain (obige Wochenschrift No. 13); Putik, Die Ursachen der Überschwemmungen in den Kesseltälern von Inner-Krain (obige Wochenschrift No. 34 und 35 [1888] und No. 46 und 47 [1889]); Ballif, Wasserbauten in Bosnien und der Herzegowina, I. Teil, Wien 1896 (Adolf Holzhausen).



Fig. 232. Kameniti-Randponor in Bosnien.



Fig. 233. Solenponor im Döbernik-Tale (Krain).

In Fig. 232 ist einer der größten Randponore des Livanjskopolje in Bosnien, der Kameniti-Ponor, nach einer durch den Lehrkanzel-Adjunkten Dr. R. Fischer bewirkten photographischen Aufnahme abgebildet. Fig. 233 zeigt den rechteckigen ausgemauerten Sohlenponor im Döbernik-Tale, Fig. 234 den runden ausgemauerten Sohlenponor der Entwässerung des Leutscher Tales in Krain.

Unter die Methoden der Schaffung einer künstlichen Vorflut kann endlich auch die Entwässerung mittels Anpflanzungen gerechnet werden, welche darin besteht, daß in dem versumpften Terrain solche Gewächse angepflanzt werden, welche imstande sind, aus dem Boden sehr viel Wasser anzuziehen und zur Verdunstung zu bringen. Zu diesen Pflanzen gehört unter



Fig. 234. Solenponor im Leutscher Tale (Krain).

anderen die Sonnenblume (Helianthus annuus), welche zum Zwecke der Beseitigung der gesundheitsschädlichen Miasmen in sumpfigen Gegenden angebaut wird. Insbesondere jedoch ist es der Fieberheil- oder Blaugummibaum (Eucalyptus globulus), welcher, ungemein rasch sich entwickelnd, die Eigenschaft besitzt, dem Untergrunde bedeutende Wassermengen zu entziehen. Dieser nur im heißen Klima gut fortkommende Baum wird in südlichen versumpften Ländereien vielfach gepflanzt. In Algier angestellte Versuche haben ergeben, daß 100 Stück auf einen Hektar gepflanzt bei üppiger Vegetation in der heißen Zeit dem Boden täglich bis 30 m^3 Wasser entziehen und durch die Ausdünstung der Blätter auf die als Krankheitsüberträger fungierenden Stechmücken (Anopheles) verscheuchend wirken.

3. Sind zu hoch angelegte, feste Stauanlagen (Wehre u. dergl.) die Ursache dauernder Versumpfung der oberhalb derselben gelegenen Grund-

komplexe, namentlich wo das Gewässer ein sehr geringes Gefälle an und für sich hat, daher der durch die Wehranlage bedingte Rückstau ein sehr weiter ist, so kann die natürliche Entwässerung entweder dadurch erzielt werden, daß man die Stauanlage einerseits erniedrigt oder ganz aufläßt. Das Auflassen einer Stauanlage bedingt durch die notwendigen Einlösungen der an dem Werkskanale gelegenen Wasserwerke einen unter Umständen so kolossalen Geldaufwand, daß die Rentabilität des Meliorationsunternehmens dadurch eine illusorische wird. Weiter kann durch die gänzliche Beseitigung des Stauwerkes und die dadurch bedingte permanente und vielleicht zu tiefe Senkung des Grundwasserspiegels aus dem Extrem der zu großen Bodenfeuchtigkeit in jenes der zu großen Trockenheit versetzt werden. Zumeist wird es sich empfehlen, eine teilweise und zeitweise Herabsetzung des Stauwerkes, also des permanenten Stauwasserspiegels anzustreben, was zumeist durch bewegliche Wehraufsätze leicht erreicht werden kann. Dort, wo dies aus wasserrechtlichen Gründen oder zu großer Kosten wegen untunlich ist, da wird man die oberhalb liegenden Grundstücke mittels offener Gräben oder durch

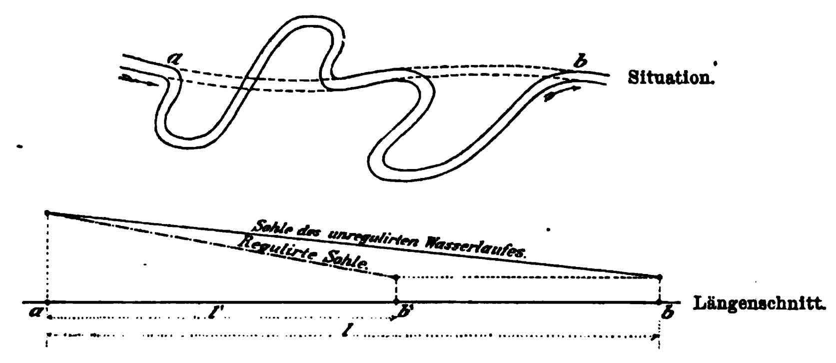


Fig. 235. Anlage von Durchstichen.

Röhrendrainage entwässern und die hierzu notwendige Vorflut dadurch beschaffen, indem man mit dem Hauptsammelgraben oder der Sammelrohrleitung in das Unterwasser der Stauanlage ausmündet.

4. Ist die Ursache der Versumpfung der Grundstücke in einer zu starken Serpentinierung des Wasserlaufes gelegen (Fig. 235), so kann durch eine entsprechende Durchführung von Durchstichen ($a\ b$), also einer Regulierung dieses Wasserlaufes durch die Abkürzung der Länge l in l' bei gleichbleibender Höhe h, das Gefälle $a\ b$ wesentlich vergrößert werden ($a\ b'$), wodurch bei gleichbleibendem Querprofil die Kapazität vergrößert, also die Wassertiefe verringert, mithin eine S e n k u n g des Bachwasserspiegels und damit des Grundwasserspiegels erzielt wird. Natürlich ist hier wieder zu erwägen, ob die bewirkte Senkung des Wasserspiegels nicht eine für die Vegetationsbedingungen zu tiefe wird, weiter ob durch die Verkürzung der Flußlauflänge und der dadurch erreichten größeren Geschwindigkeit nicht etwa Verschotterungen oder Überschwemmungen unterhalb erzeugt oder ob dadurch nicht vielleicht die Interessen von Stauberechtigten schädigend tangiert werden, indem durch die bewirkte Senkung des Vorlagswassers bei dem Betriebswerke

die Wasserkraft verringert wird; endlich ist zu erwägen, ob nicht vielleicht durch die Tieferlegung des Stauwasserspiegels die früher bestandene Möglichkeit einer natürlichen Bewässerung der anliegenden Wiesen durch Überflutung im Frühjahre entfällt.

5. Wenn die allmähliche Ablagerung von Sinkstoffen die Erhöhung der Sohle und damit des Wasserspiegels eines Baches herbeigeführt hatte, welche bei durchlässigem Grunde eine Versumpfung des anliegenden Terrains nach sich zog, so kann oft schon durch eine entsprechend gründliche Räumung des Bachbettes, also Vertiefung der Bachsohle, Abhilfe geschaffen werden. Zur Verhinderung der Wiederverschotterung oder Verschlämmung, also Erhöhung der Bachsohle, kann die Verbauung der schotterführenden Runsen und Nebenbäche angestrebt oder durch Anlage von seitlich gelegenen Sedimentärbassins, in welchen sich die Sinkstoffe ablagern, der Wasserlauf selbst oder das Bett von einer Vertragung befreit werden. Neben hoch gelegenen, durchlässigen Werksgerinnen wird man dieses fremde Wasser von den Grundstücken durch einen Parallelsammelkanal oder Graben zurückhalten. Die Tieferlegung des Wasserspiegels von Seen, Teichen oder vollständige Trockenlegung derselben erfordert ein gründliches Studium der hierdurch bewirkten Änderungen in hydrotechnischer und landwirtschaftlicher Hinsicht.

6. Sind Quellen die Ursache lokaler Versumpfung, so müssen dieselben speziell gefaßt und mittels offener Gräben oder Rohrleitungen in den Hauptentwässerungs- oder Vorflutgraben abgeleitet werden, sollen also bei sonstiger Entwässerung der anderen Komplexe mittels Drainage nicht in das eigentliche Drainagerohrnetz einbezogen werden, weil die Abflußverhältnisse beider ganz verschiedene sind. Die bauliche Durchführung der Fassung solcher Quellen zum Zwecke der Entwässerung von Grundstücken (also nicht für Wasserleitungen) ist aus den späteren Figuren 311 und 312 (Entwässerungsobjekte) zu ersehen.

7. Die Entwässerung bezw. Trockenlegung von tief gelegenen Flächen kann in einzelnen Fällen auch dadurch erreicht werden, daß man die Höhenlage des Grundwasserspiegels unverändert läßt und nur die Terrainoberfläche selbst durch Ablagerung von Sinkstoffen allmählich derart erhöht, daß die Tiefenlage des gleichbleibenden Grundwasserspiegels unter dem neuen Terrain eine für die Vegetation günstige wird. Diese sogen. Kolmationsmethode besteht darin, daß in das zu erhöhende, von kleinen Staudämmen begrenzte und zu einem Staubecken umgewandelte Terrain Wasser eingeleitet wird, welches viel Schlick und Sinkstoffe mit sich führt. Durch die Verringerung der Geschwindigkeit in diesen seichten Staubassins bedingt, lagern sich die Sinkstoffe aus dem Wasser ab und wird das mehr oder weniger klare Wasser wieder abgelassen. Diese Kolmation wird nur während des Hochwassers durchgeführt werden können, wo eben das Wasser recht trübe und schlammig ist; dieselbe ist überhaupt nur in gewissen Gegenden, wo die Bedingungen hierfür vorhanden sind, durchführbar. Durch die Kolmation kann auch neben der eigentlichen Entwässerung noch eine weitere weittragende Bodenverbesserung dadurch erzielt werden, daß ein ertragloser Geröllboden durch Schaffung einer fruchtbaren Humusschichte in einen entsprechenden Kultur-

boden umgewandelt werden kann. Während das der Kolmation zu unterziehende Terrain möglichst flach sein muß, um mit niederen Staudämmen auszukommen, wird der Zuleitungskanal ein so großes Gefälle haben müssen, damit in demselben keine Ablagerung der im Wasser suspendierten Schlamm- und Schlickmassen stattfinden kann.

Im Falle das Meliorationsterrain tiefer als der Flußwasserspiegel liegt, wird neben der Wasserentnahmestelle in den Hauptzuleitungsgraben eine einfache Einlaßschleuse einzubauen sein. Die Höhe derselben muß derart ausgemittelt werden, daß der allmählichen Erhöhung des Meliorationsterrains bis zur gewünschten endgültigen Höhe in der Weise Rechnung getragen wird, daß einerseits das Gefälle des Zuleitungsgrabens noch immer groß genug bleibt, um eine Geschwindigkeit zu erzeugen, welche das Ablagern von Sinkstoffen in demselben verhindert, und daß andererseits das Wasser bis zur vollendeten Kolmation immer in der gewünschten Tiefe auf das Meliorationsterrain aufgebracht resp. zugeleitet werden hann. Vor der Meliorationsfläche, welche nach Bedarf durch kleine Dämme in einzelne Reviere eingeteilt werden kann,

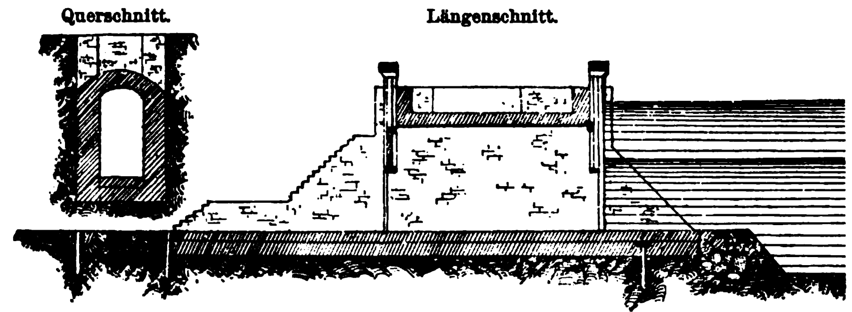


Fig. 236. Kolmationsschleuse.

verzweigt sich der Hauptzuleitungsgraben in eine Anzahl von Nebenzubringern (kleinere Gräben), welche das Wasser mit Beobachtung der gleichen Faktoren betreffs Verhinderung der Ablagerung den einzelnen Revieren zuführen. Oft wird sich die Kolmation bloß auf die Ausfüllung größerer Mulden beschränken, in welchem Falle selbstverständlich eine Herstellung von Staudämmen entfällt. Liegt der Wasserspiegel des Flusses nicht hoch genug, so muß durch Einbau einer Stauanlage derselbe auf die entsprechende Höhe gehoben werden. Liegt das durch Kolmation zu erhöhende Terrain hinter einem Deich (Damm) eines größeren Flusses, dessen schlickreiches Wasser bei Hochwasser- oder Mittelwasserstand eingelassen werden soll, so wird dies durch eine sogen. Kolmationsschleuse (Fig. 236) vermittelt werden. Diese offenen oder gewölbten Durchlässe werden zumeist wegen Verhütung der Gefahr eines Durchbruches beim Ein- und Auslauf mittels solider Schützen verschlossen. Die Konstruktion der Schützen sowie der Aufzugsmechanismen ist die gleiche wie bei allen anderen Schützen, wie solche in dem Abschnitte über Bewässerung im Detail behandelt werden.

In dem Falle, als das ganze zu erhöhende ebene Terrain mit Umfangsdämmen BC, CE und BD (Fig. 237) eingeschlossen werden muß, sind die

Kronen dieser Staudämme horizontal und höher als der Stauwasserspiegel anzulegen; das so gebildete große Bassin wird durch niedere, in der Höhe des zukünftigen höchsten Kolmationswasserspiegels angelegte Zwischendämme a, a', a'', a''' (Fig. 238) in kleinere Unterabteilungen (Reviere) geteilt. Auf den Kronen dieser Abteilungsdämme sind Überfälle (Fig. 239) angebracht, welche nach Maßgabe der fortschreitenden Kolmation durch Aufsatzbretter

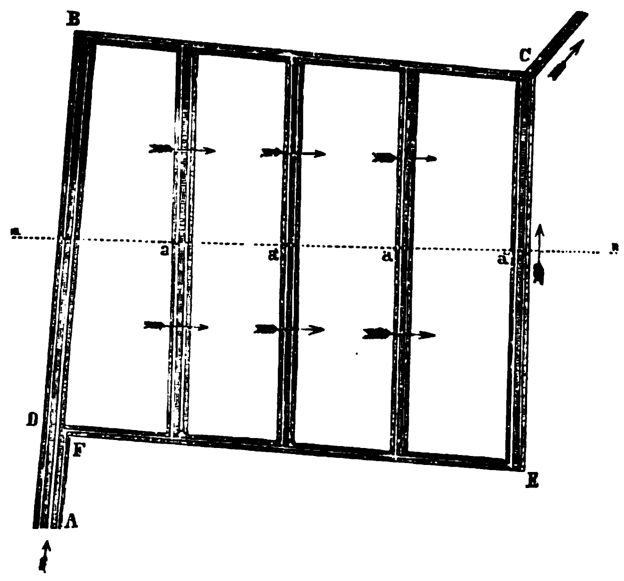


Fig. 237. Situationsplan einer Kolmationsfläche.

erhöht werden können, oder aber überrieselt das Wasser die ganze entsprechend zu sichernde Dammkrone in einer dünnen Schichte. Ist das Terrain schwach geneigt, dann wird die Anordnung der Dämme in der in Fig. 238 im Längenprofil ersichtlich gemachten Weise erfolgen. Das Material zu diesen Dämmen wird durch Anlage von daneben liegenden Materialgräben gewonnen, die gleichzeitig als Entwässerungs- (Trockenlegungs-) Gräben für die benachbarten



Fig. 238. Längenprofil einer geneigten Kolmationsfläche.

Grundparzellen verwendet werden. Das bei A zufließende Wasser füllt allmählich die einzelnen Reviere an. Der Abfluß des Wassers aus der Kolmationsfläche in den Ableitungsgraben EC erfolgt nicht mittels Grundablässe, da durch dieselben eine Aufwühlung der sedimentierten Erd- und Schlammmassen stattfinden würde, sondern mittels eines tieferen, durch Versatz- (Einschub-) Bretter oder -Balken zu regulierenden Überfalles (Fig. 240) in der Art, daß das geklärte Wasser nach und nach von oben herab durch allmähliches Entfernen der Bretter langsam abgelassen wird.

Die Kolmation kann eine periodische oder eine kontinuierliche sein. Um zum Schlusse der letzteren oberhalb eine möglichst feine, fruchtbare Erdschichte zu erhalten, wird man das letzte Wasser längere Zeit stehen lassen, um auch den feinsten Sedimenten Zeit zur Ablagerung zu geben. Dies wird

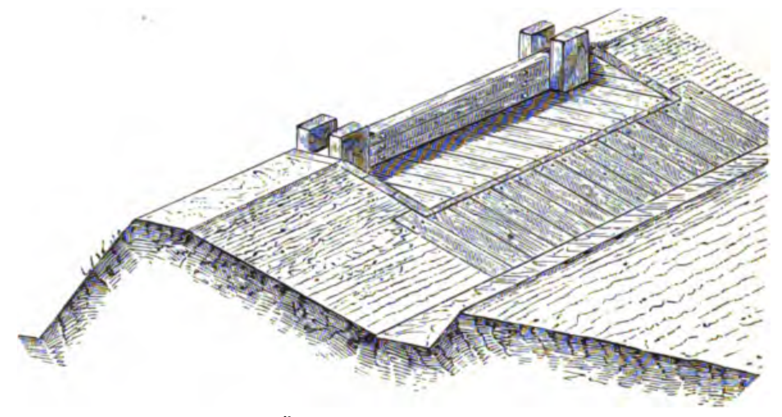


Fig. 239. Überfall für das Kolmationswasser.

insbesondere in den obersten Zwischenrevieren der Fall sein müssen, wo eben die gröbsten, schwersten, also zumeist weniger fruchtbaren Sedimente zur Ablagerung gelangen. Die Differenz der Wasserspiegel zwischen je 2 Revieren (bei geneigtem Terrain) soll bei Überrieselung der ganzen Kronen 0,10—0,15 m

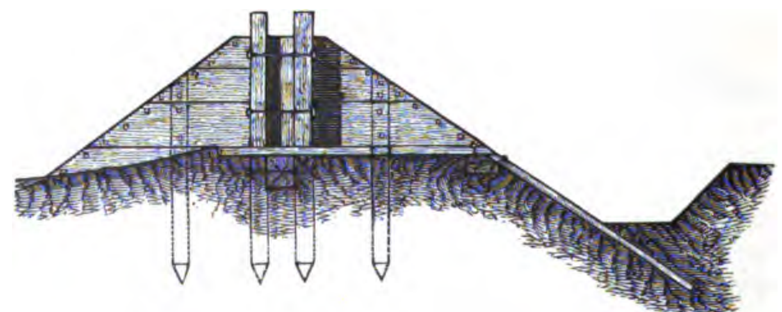


Fig. 240. Ablassung des Kolmationswassers mittels Versatzbohlen. Durchschnitt.

nicht überschreiten, damit durch den Absturz des Wassers in das untere Revier der dortselbst schon abgelagerte Schlamm nicht wieder aufgewühlt wird. Eine derartige Kolmation wird auch dort rationell erscheinen, wo eine Entwässerung von Sümpfen wegen mangelnder Vorflut nicht möglich ist, weshalb die Terrainoberfläche künstlich erhöht werden muß.

B. Spezielle Methoden für die Entwässerung der Grundstücke.

I. Die Entwässerung mittels offener Gräben.

Von den speziellen Methoden zur Entwässerung einzelner Grundkomplexe sollen im nachfolgenden nur jene beiden Hauptmethoden behandelt werden,

wie solche hauptsächlich heute in der Praxis zur Anwendung gelangen und ihrer Einfachheit, Billigkeit und ihrem Erfolge nach als die rationellsten bezeichnet werden müssen. Diese beiden Entwässerungsarten bestehen entweder in der offenen Entwässerung (mittels Gräben) oder in der gedeckten Entwässerung (Drainage).

Die Methode der Entwässerung mittels offener Gräben wird im allgemeinen in nachstehenden Fällen zur Durchführung anzuempfehlen sein:

1. Wo es sich um eine Abwässerung, also um eine verhältnismäßig rasche Abfuhr von größeren Tagewasserquantitäten handelt (Punkt 1 der Ursachen der Versumpfung), wobei dieselben je nach der Veränderlichkeit der Regenmengen gleichfalls variabel sind. Es wird also in jenen Fällen, wo in breiteren Tälern mit geringem Gefälle die Grundstücke häufigeren Überschwemmungen sowohl insbesondere durch das Frühjahrshochwasser der Flüsse, wie durch anhaltende Landregen ausgesetzt sind, notwendig werden, diese Methode anzuwenden, nachdem nur hier eine möglichst rasche Trockenlegung der Grundstücke und damit die Ermöglichung baldiger Bestellung im Frühjahre nach dem Hochwasser erreicht werden kann. Die Drainage, welche einen mehr gleichförmigeren, jedoch viel langsameren Abfluß des eingesickerten Wassers hervorruft, könnte in einem solchen Falle absolut nicht zur Anwendung gelangen.

2. Nachdem durch die breiten offenen Gräben viel Übergänge, Überfahrten u. dergl. notwendig sind, so wird besonders bei Ackerland die Bewirtschaftung bezw. die Kommunikation etwas beeinträchtigt, hingegen ist diese Methode trotz dieser Brückenbauten doch die billigste Entwässerungsart. Die von manchen Seiten erhobene Einwendung, daß durch die offenen Gräben viel Kulturfläche verloren geht, ist entschieden in allen jenen Fällen nicht begründet, wo man die Grabenböschungen derart flach anlegt, daß sie zur Grasnutzung verwendet werden können.

3. In allen Fällen, wo die zu entwässernden Grundkomplexe ein zu kleines Gefälle haben und in der Nähe nicht jene tiefe Vorflut angetroffen wird, welche die Durchführung einer Röhrendrainage ermöglicht.

4. Auch in jenen Fällen, wo man zeitweilig bei sehr trockener Witterung durch künstliche Stauung den Grundwasserspiegel heben will, um eine Anfeuchtung der Pflanzen von unten aus zu bewirken, ist die Entwässerung mit offenen Gräben am Platze, nachdem bei Röhrendrainage eine derartige Rückstauung unzulässig ist, indem hierdurch das Rohrnetz in kürzester Zeit vollständig mit Sedimenten verlegt werden würde.

5. Wo es sich darum handelt, eine sowohl durch Tag- wie durch Grundwasser verursachte Versumpfung zu beheben, kann man vorteilhaft die Methode der Entwässerung mit offenen Gräben mit der Röhrendrainage kombinieren.

6. Weitere Vorteile dieser Methode bilden nicht nur die geringen Baukosten, sondern auch die minimalen Kosten der Erhaltung, nachdem hier eine Störung in der Funktionierung der Anlage weder durch Setzen noch Verstopfen der künstlichen Wassertransportwege erfolgen kann, wie dies bei der Röhrendrainage gerade nicht ausgeschlossen ist. In jenen Fällen, wo kleinere Parzellen und ein strenger Boden vorkommen, welcher eng gehaltene

Entwässerungskanäle bedingt, wird man von den offenen Gräben vollständig absehen müssen. Im allgemeinen kann man die offene Grabenentwässerung bei geringem Gefälle etc. insbesondere für die Tagwasserentwässerung (sogenannte Abwässerung) und zur Durchführung der Meliorationsarbeiten 1. Ordnung, event. noch 2. Ordnung empfehlen, also so weit, als diese Arbeiten bei genossenschaftlichen Anlagen aus öffentlichen Fonds (Staats- oder Landessubvention) unterstützt werden. Die etwa noch notwendig werdende spezielle Entwässerung der einzelnen kleineren Parzellen wird durch Röhrendrainage am vorteilhaftesten erfolgen können.

1. Lage der Gräben.

Der Hauptgraben führt, als Rezipient der ganzen Meliorationsanlage gewöhnlich in dem tiefsten Punkte der Talmulde (Talweg) des Entwässerungskomplexes sich hinziehend, das durch Nebengräben einfließende Wasser in den Talrezipienten (Fluß, Bach) ab. Bei schmäleren Gebieten genügt ein solcher Hauptgraben (Primär-Hauptgraben). Bei breiteren Flächen ist oft die Anlage eines oder mehrerer Parallelgräben notwendig (Sekundär-Hauptgraben), namentlich dort, wo das Gefälle des Hauptgrabens sehr gering und derselbe auch eingedeicht ist. Bei Aufstellung eines Projektes einer Entwässerung mittels offener Gräben ist insbesondere nachstehendes festzustellen:

1. Festsetzung der Tiefe, auf welche der Grundwasserspiegel zu senken ist, d. i. also im Mittel bei Ackerboden $h = 1,25$ bis 2,00 m, bei Wiesen $h = 0,60$ bis 1,00 m, je nach Bodenbeschaffenheit und Kulturgattung (bei der einfachen Abwässerung können die Gräben, nachdem keine Senkung des Grundwasserspiegels zu erfolgen hat, weniger tief werden).

2. Danach werden bei Annahme einer gewissen Wassertiefe ($t^{min.} = 0,10$ m in den Tertiärgräben) die Sohlentiefen (T) der Haupt- und Nebengräben fixiert.

3. Aus diesen Sohlentiefen und dem fixierten Wasserspiegel des Hauptrezipienten (Flusses) an der Einmündungsstelle des Hauptgrabens in jenen Jahreszeiten, wo die Entwässerung am notwendigsten ist, also namentlich im Sommer und Frühjahr, ergeben sich die verfügbaren Gefälle der einzelnen Gräben.

4. Nun folgt die Berechnung der Dimensionierung der Gräben. Hierbei ist zu bemerken, daß die Böschungen der Gräben 1. und 2. Ordnung möglichst flach anzunehmen sind, und wählt man dieselben:

bei Lehmboden	$1^1/_4$ fach,
bei lehmiger Erde	$1^1/_2$ fach,
bei sandiger Erde	2 fach,
bei lockerem Sandboden	$2^1/_2$—3 fach.

Der gute Ertrag an Wiesengräsern auf solchen flachen Böschungen entschädigt zur Genüge den scheinbaren Entgang an Kulturboden durch die breiten Gräben. Um nun das im Maximum sekundlich abzuführende Wasserquantum zu berechnen, ist folgender Berechnungsvorgang einzuschlagen.

2. Berechnung der Grabendimensionen.

In erster Linie handelt es sich um die Berechnung des $Q_{max.}$ für das gesamte Entwässerungsgebiet, welches also der Hauptsammelgraben an seiner

untersten Partie in den Rezipienten abzuführen hat. Das abzuführende Wasser ist entweder Regen- oder Grundwasser, oftmals beides gleichzeitig. Nachdem in der Regel das Regenwasserquantum wesentlich größer sein wird als das Grundwasserquantum, so wird man, letzteres vernachlässigend, zumeist einen anhaltenden Landregen zur Basis der Berechnung der Grabenkapazitäten wählen, dies jedenfalls in allen jenen Fällen tun, wo das Gefälle des Meliorationsterrains sehr gering ist und es sich darum handelt, das auf dieser Fläche liegen bleibende Meteorwasser möglichst bald zum Abflusse zu bringen. Zumeist wird es notwendig werden, durch baldige Entwässerung die zeitgemäße Bestellung der Äcker im Frühjahre zu ermöglichen, und wird man für Flachland annehmen können, daß eine Winterschnee- und Regenhöhe von 100 mm innerhalb 14 Tagen vor Beginn der Bestellung der Felder abgeführt werden muß. Nehmen wir der Sicherheit wegen an, daß von dieser Regenmenge infolge der niederen Frühjahrstemperatur nichts verdunstet und der schwere Boden auch eine Versickerung nicht zuläßt, so erhalten wir **pro Hektar** $R = 100 \times 100 \times 0{,}1 \text{ m} = 1000 \text{ m}^3$ Regenmenge; bei 14 tägiger Abflußdauer (1 209 600 Sekunden) kommt somit im Durchschnitt $Q = \frac{1\,000\,000^{\,liter}}{1\,209\,600^{\,sec.}} = \mathbf{0{,}82}$ **Liter** pro Sekunde zum Abfluß.

Im Sommer erzeugt ein Landregen von 4 mm pro Stunde mittlerer Intensität und 24 Stunden Dauer im Flach- und Hügellande die größten Hochwässer; dies gibt also eine Regenhöhe $h = 96$ mm oder pro Hektar $= 960 \text{ m}^3$ Regenmenge. Im Sommer kann jedoch der frühere Sicherheitsfaktor nicht mehr angenommen werden, daß das binnen 24 Stunden gefallene Wasser auf der Niederschlagsfläche ganz liegen bleibt, sondern es wird trotz mangelnden Terraingefälles ein Teil des Meteorwassers während und nach dem Regen oberflächlich abfließen, zum Teil auch verdunsten. In einem solchen Falle kann man in flachem Terrain annehmen, daß von der ombrometrischen Regenhöhe ca. 40 % oberflächlich abfließen und zur Verdunstung gelangen. Es sind somit 60 % der Regenhöhe pro 96 mm durch Entwässerung zur Abfuhr zu bringen, d. h. pro Hektar Abflußmenge $= \frac{960 \times 60}{100} = 576 \text{ m}^3$. Im Sommer wird man jedoch auch eine kürzere Entwässerungszeit annehmen müssen, und rechnet man in diesem Falle 1 Woche = 7 Tage = 604 800 Sekunden.

Es resultiert somit ein pro Sekunde abzuführendes Wasserquantum $Q^{sec.} = \frac{576\,000^{\,liter}}{604\,800^{\,sec.}} = \mathbf{0{,}95}$ **sl.** Man wird daher zur Berechnung der Gräben für Ackerland **pro Hektar** rund $Q = \mathbf{1}$ **sl.** im Maximum der Berechnung zugrunde legen.

Nachdem bei Wiesenland die Entwässerungsperiode im Frühjahre bis 3 Wochen angenommen werden kann, so wird sich auch die Annahme für das sekundliche Abflußquantum dementsprechend auf ca. $Q = \mathbf{0{,}6}$ **sl.** reduzieren lassen.

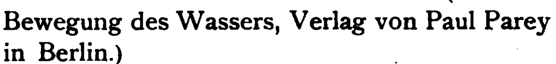
Entsprechend dem jeden Haupt- oder Nebengraben zukommenden Entwässerungsgebiete wird dann das $Q^{sec.}$ für jeden Graben selbst und aus Q und dem Gefälle etc. die Grabendimensionen berechnet werden können.

Die Rechnung erfolgt nach **Ganguillet** und **Kutter**: $v = c\sqrt{RJ}$, wobei

$$C = \frac{\frac{1}{n} + 23 + \frac{0{,}00155}{J}}{1 + \left(23 + \frac{0{,}00155}{J}\right)\frac{n}{\sqrt{R}}}$$

und $n = \mathbf{0{,}025}$ für reine Erdgräben angenommen wird.

Hat man viel Gräben zu berechnen, so bedient man sich zweckmäßig der Tabellen von Kutter, in welchen für verschiedene Gefälle, 0,1—3,0 ‰, Grabensohlenbreiten von 0,1—26,0 m, Wassertiefen von 0,1—2,0 m die Geschwindigkeiten $v_m^{sec.}$ und $Q_{sec.}^{m^3}$ direkt entnommen werden können. (Kutter: Bewegung des Wassers, Verlag von Paul Parey in Berlin.)



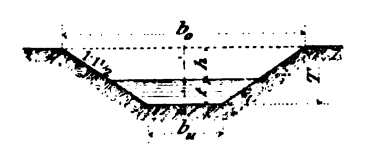
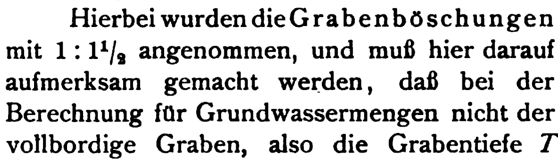


Fig. 241. Grabenprofil.



Hierbei wurden die Grabenböschungen mit $1:1^1/_2$ angenommen, und muß hier darauf aufmerksam gemacht werden, daß bei der Berechnung für Grundwassermengen nicht der vollbordige Graben, also die Grabentiefe T zu nehmen, sondern nur die Wassertiefe t mit Berücksichtigung der Grundwasserspiegelsenkung zu wählen ist, wobei $t_{min.} = 0{,}10$ m angenommen wird (siehe Fig. 241).

3. Bauobjekte.

In ihrer einfachsten Form besteht diese Entwässerungsmethode zumeist nur aus einem System offener Gräben. In komplizierteren Fällen jedoch werden außer den notwendigen, die Kommunikation ermöglichenden Überfahrten und Brücken noch andere Bauobjekte notwendig werden. Dieselben können in eigenen Quellfassungen bestehen, die in die offenen Gräben eingeleitet werden; in einzelnen Fällen werden wir bei Kreuzung des Hauptentwässerungsgrabens mit einem Wasserlauf mehr oder weniger kostspielige Unterführungen, Unterleitungen oder Siphons auszuführen bemüßigt sein. Von der Vorführuug solcher Objekte an dieser Stelle absehend, verweise ich auf die betreffenden Zeichnungen, welche der Beschreibuug der Ent- und Bewässerungsanlage in Rzimnitz (Abschnitt über Bewässerung) beigegeben sind. Solche Kunstobjekte können natürlich eine sonst sehr billige Entwässerungsanlage mittels offener Gräben sehr verteuern, müssen jedoch gegebenenfalls auch bei Drainageanlagen durchgeführt werden.

Beschaffung der künstlichen Vorflut.

In dem Falle, als eine künstliche Vorflut zu beschaffen ist, muß das Wasser in einen Sammelbrunnen oder ein Sammelbassin, das womöglich in unmittelbarer Nähe des offenen Wasserlaufes situiert werden soll, geleitet werden, aus welchem durch ein Pump- oder Schöpfwerk das Wasser gehoben und in den Wasserlauf geworfen wird, welcher dasselbe weiterführt. Die effektive Förderhöhe wird gegeben sein durch den Höhenunterschied zwischen dem Wasserspiegel des offenen Gerinnes (Baches etc.) und dem gesenkten Grundwasserspiegel im Sammelbrunnen. Das durch einen Motor anzutreibende

Wasserhebewerk kann für kleinere Wassermengen und Förderhöhen aus hölzernen Kastenpumpen mit Klappen- oder Ringventilen, Wasserschnecken oder Wasserschrauben, für größere Mengen und Hubhöhen aus einer besseren Kolbenpumpe, event. auch aus einer Zentrifugalpumpe bestehen.

Wasserschnecken.

Diese aus Holz oder Eisen konstruierten Wasserhebemaschinen können entweder als offene Schrauben oder gedeckte (sogen. Mantelschnecken) in Anwendung kommen. Fig. 242 zeigt die Anlage einer offenen Wasserschraube. Die Schnecke *a* ist auf einer in 2 Lagern *e* und *d* fixierten Achse unter einem maximalen Neigungswinkel von 30° drehbar. Auf diese Achse ist ein Kegelrad *g* aufgekeilt, welches in ein zweites Zahnkegelrad *h* eingreift, das, auf einer horizontalen Welle gelagert, durch einen Motor angetrieben

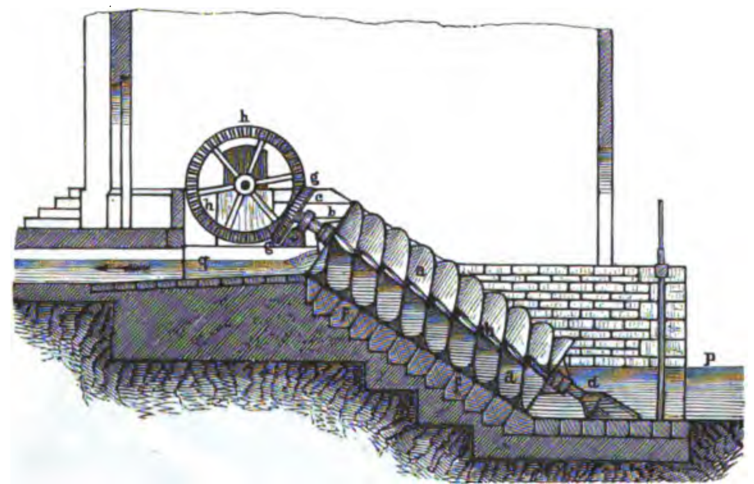


Fig. 242. Wasserschraube.

wird. Die Förderhöhe ist durch den Höhenunterschied des Unterwasserspiegels *p* (im Sammelbassin) und Oberwasserspiegels *q* des Grabens oder Kanales, der das gehobene Wasser in den offenen Wasserlauf führt, gegeben und ist rationell $H_{max.} = 3$ m anzunehmen. Der Zwischenraum zwischen der Schraube und der gemauerten Sohle *f* beträgt 5 mm.

Die Leistung eines solchen Schöpfwerkes ist allgemein,

wenn Q = das pro Sekunde gehobene Wasserquantum in m³,
q = die von einem Schraubengang geschöpfte Menge in m³,
z = die Anzahl der Schraubenwindungen,
n = die Anzahl der Umdrehungen pro Minute
und μ = den Wirkungsgrad des Schöpfwerkes bedeutet,

$$Q = \mu \cdot \frac{n \cdot z}{60} \cdot q,$$

wobei $\mu = 0{,}60$—$0{,}70$ bei offenen Schnecken
und $\mu = 0{,}70$—$0{,}75$ bei Mantelschnecken
als Maximalgrenzen gewöhnlich angenommen wird.

Die wichtigsten Konstruktionsdaten, sowie die Kosten der Wasserhebemaschine selbst (ohne Antrieb, Motor und Bauarbeit) sind aus nachfolgender Tabelle zu entnehmen.

Offene Schrauben.

Der Neigungswinkel darf 30 Grad nicht übersteigen.

Nummer	Länge der Schaufeln m	Stärke der Welle m	Leistung in m^3 pro Minute bei 50 Umdrehungen	Betriebskraft in Pferdekräften	Preis pro Meter in Mark	
					mit Holzschaufeln	mit eisernen Schaufeln
1	0,13	0,22—0,26	4	4	58,50	64,50
2	0,16	0,30	7	6	61,00	68,00
3	0,18	0,30—0,31	10	8	63,50	71,50
4	0,21	0,31—0,39	13	10	66,00	75,00
5	0,24		16	12	68,50	78,50
6	0,26		19	14	71,00	82,00
7	0,29		22	16	73,50	85,50
8	0,32		25	18	76,00	89,00

Eine einfache Anordnung einer geschlossenen Mantelschnecke in Holz ist aus Fig. 243 zu ersehen. Die Wasserschraube *G* befindet sich in einem hölzernen Zylinder *M*, der aus einzelnen Dauben besteht, die mit Eisenringen

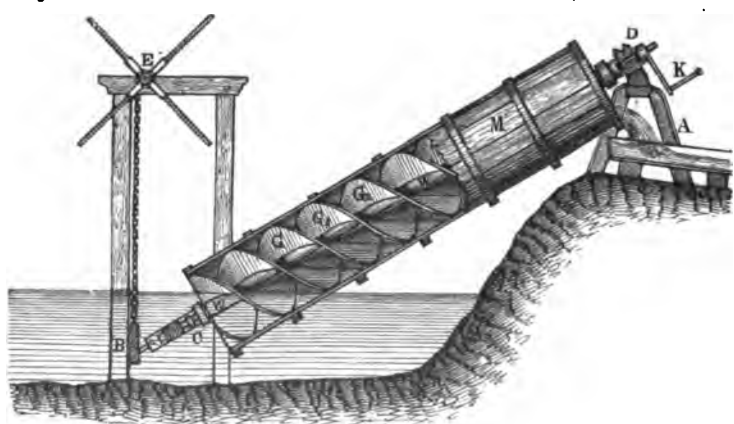


Fig. 243. Mantelschnecke.

dicht zusammengehalten werden. Die in *C* und *D* gelagerte Mantelschnecke ist auf der einen Seite durch einen Haspel *E* heb- und senkbar eingerichtet, um eventuell die Förderhöhe verändern zu können. Diese Konstruktion wird wohl mehr für Bewässerungszwecke Verwendung finden, wo eben der Entnahmewasserspiegel variabel sein kann, was zunächst bei einer Entwässerung nicht der Fall ist, nachdem die Absenkungstiefe fixiert ist. Die rationelle Förderhöhe ist $H_{max.} = 4$ m (für Mantelschnecken).

Der Antrieb erfolgt in vorliegender Figur mittels der Kurbel *K* durch Menschenkraft direkt oder durch einen Göpel, kann natürlich mittels Zahn-

rädervorgelege auch durch einen Wind- oder Dampfmotor erfolgen. Aus der folgenden Tabelle sind Leistung und Kosten von Mantelschnecken (in Eisen konstruiert) zu ersehen.

Mantelschnecken.

Der Neigungswinkel darf 45 Grad nicht übersteigen.

Nummer	Länge der Schaufeln m	Stärke der Welle m	Leistung in m^3 pro Minute bei 40 Umdrehungen	Betriebskraft		Preis pro Meter in Mark
				Menschen	Pferde	
Handschnecke 1	0,08	0,16—0,18	0,70	2	—	50
Handschnecke 2	0,10	0,18—0,21	1,75	4	—	53
3	0,13	0,24—0,26	2,80	—	4	56
4	0,16	0,26—0,28	3,90	—	6	59
5	0,17	0,34—0,36	5,00	—	8	62

Obwohl die Wasserschnecken viel Raum beanspruchen und teurer wie gewöhnliche hölzerne Kastenpumpen sind, haben sie doch den großen Vorteil der einfachen Erhaltung und der selten eintretenden Betriebsstörung infolge von Verstopfung durch Schlamm, Wasserpflanzen u. dergl.

Wasserschnecken stehen heute noch häufig im Gebrauch; so führte Deubel nach dem Zentralblatt für Bauverwaltung (Verlag von Paul Parey, 1900) 1891 nachstehende Anlagen aus:

1. Dampfschöpfwerk des Entenpfuhler Entwässerungs-Verbandes (Danzig). Entwässerte Fläche $F = 90$ ha, Entwässerungszeit $T = 14$ bis 20 Tage, Wasserquantum $M = 180000$ m³, Förderhöhe $H = 0{,}60$—$0{,}95$, Leistung der Wasserschnecke $Q = 100$—110 sl. Die Dampfmaschine hat $N_n = 7$ Nutzpferde.

Baukosten:

Wasserschnecke	600 M.
Dampfmaschine	3 700 „
Fundament-Mauerwerk	500 „
Maschinenhaus 31 m²	300 „
zusammen	5 100 M.,

also Baukosten pro ha 56,70 M.

Jährliche Betriebskosten:

Wartung	100 M.
Kohlenverbrauch (9 kg pro Pferdekraft-Stunde)	150 „
zusammen	250 M.,

also pro ha 2,78 M. jährlich.

2. Dampfschöpfwerk der Entwässerungs-Genossenschaft Breitfeld (Danzig). $F = 300$ ha, $T = 14$ Tage, $M = 350000$ m³, $Q = 83$—100 sl., $H = 0{,}60$ bis 1,22 m, $N_n = 12$ Pferde.

Die Baukosten betrugen nach obiger Reihenfolge:

$600 + 6000 + 500 + 500 = 7600$ M., also pro Hektar 25,33 M.

Die Unterhaltungs- bezw. Betriebskosten $150 + 250$ (5,3 kg pro Pferdekraftstunde) $= 400$ M., d. i. pro Hektar 1,33 M. jährlich.

Der Antrieb dieser für kleinere Wassermengen bestimmten Hebevorrichtungen geschieht zumeist durch **Göpel oder Lokomobile** in den für die Entwässerung vorteilhaftesten Zeitperioden oder selbsttätig und kontinuierlich, soweit die bewegende Kraft vorhanden, durch **Windmotore.**

Falls die Anwendung eines Windmotors ins Auge gefaßt wird, muß aus den nächstliegenden meteorologischen Beobachtungsstationen eine möglichst lange Reihe von Beobachtungen erhoben werden, wenn man keinen gewaltigen Täuschungen ausgesetzt werden will. Man wird die Windtage und die Windstärken aus den Tabellen herausziehen und daraus die Windhäufigkeit ersehen. Man findet nun, daß in dem überwiegenden Teil des Jahres für Deutschland und Österreich für das Binnenland nur Windgeschwindigkeiten von 3—4 m pro Sekunde zur Verfügung stehen und da nur durchschnittlich 5—10 Stunden täglich. Windstärken von 6—7 m kommen selten vor. Es darf daher nur im Maximum v = 3—4 m der Berechnung zugrunde gelegt werden, über welche in ca. 250 bis 300 Tagen im Jahre disponiert werden kann.

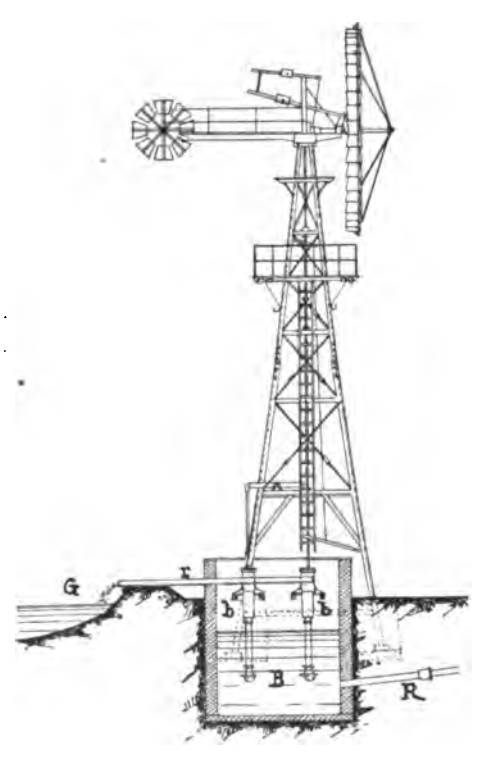


Fig. 244. Windmotor.

De facto beträgt der monatliche Durchschnitt der Geschwindigkeit 3—6 m, der Jahresdurchschnitt ca. **4,5 m.**

Im allgemeinen muß hervorgehoben werden, daß sich die Anwendung eines Windmotors überhaupt nur dort empfehlen wird, wo keine regelmäßige Inanspruchnahme bezw. kein kontinuierlicher Betrieb bedingt ist, also z. B. bei Entwässerungen, wobei der Windmotor frei gegen die vorherrschende Windrichtung und genügend hoch, also nicht in Windschatten von Gebäuden, hohen Bäumen und Terrainerhebungen placiert werden muß.

Sind die Bedingungen für die Aufstellung eines Windmotors vorhanden, dann wird die Verwendung dieses Motors, insbesondere infolge seiner Billigkeit und der geringen Erhaltungs- und Betriebskosten wegen, sich äußerst rationell gestalten.

Windstärke. Obwohl die Stärke des Windes direkt gemessen bezw. berechnet werden kann, wird mangels der Instrumente in den gewöhnlichen meteorologischen Beobachtungsstationen die Stärke bloß nach den Wirkungen des Windes geschätzt und gewöhnlich nach der Intensität durch die Skala

0—10 ausgedrückt (Windstille bis starker Sturm). Dieser Skala entspricht beiläufig nachstehende Windstärke.

Tabelle der Windstärke nach Beaufort.

Skala	Windgeschwindigkeit in Metern pro Sekunde	Bezeichnung der Windstärke	Wirkung	Winddruck $N = v^2 . 0{,}12248$ kg pro Quadratmeter	Vergleich der Schnelligkeit
0	0 bis 1	still	kaum merkbar	—	Fußgänger
	bis 2	sehr schwach	Blätter bewegen sich	0,49 kg	
1	3	schwach	Zweige biegen sich	1,10	Reiter im Trab
	4			1,96	Radfahrer
	5	mittel	Äste biegen sich	3,06	Reiter i. Galopp
2	6	lebhaft		4,40	Straßenbahn
	7	kräftig		6,00	Rennpferd
3	8	stark	Bäume schwanken	7,84	Lastzug
4	10			12,25	
5	13	sehr stark	Laub reißt ab	20,70	Personenzug
6	15	Sturmwind	Zweige brechen	27,50	
7	18			40,00	Schnellzug
8	21	Sturm	Äste splittern	54,00	
9	25			76,00	Blitzzug
10	29	starker Sturm	Bäume brechen	103,00	
11	34	Orkan	Bauwerke werden demoliert	141,00	Brieftaube
12	40			196,00	

Als Kraftmotoren mit Zahnräderübersetzung und rotierender Welle zum Betriebe von Pumpwerken, Wasserschnecken etc. für Entwässerungen können beispielsweise die von der altbewährten Firma Carl Reinsch in Dresden erzeugten und patentierten Windmotoren (System „Reinsch" und „Saxonia") gut verwendet werden.

In Fig. 244 ist die Verwendung eines Reinschschen Windmotors zur Beschaffung der künstlichen Vorflut für eine Entwässerungsanlage mittels offener Gräben dargestellt. Das Ende des Hauptsammelgrabens mit dem Sammelbrunnen B ist durch eine kurze Rohrleitung R (mit stärkeren Gefälle wegen Abfuhr der Sedimente gelegt) verbunden. Die Saugkörbe der Doppelpumpen b sind etwas tiefer als die größte zu erzielende Depression angeordnet. Das durch die vom Windmotor angetriebenen Pumpen gehobene Wasser wird in eine Rinne r ausgeworfen und durch diese in den höher gelegenen offenen Hauptableitungsgraben Q (event. den Bach) geführt.

Das System „Saxonia" ist wesentlich einfacher: Das Windrad besteht je nach Größe aus 6—8 eisernen Armen, an welchen die Stahlflügel sektorenweise befestigt sind. Am andern Ende der Windradachse ist eine einfache Steuerfahne angebracht. Der Motor ist natürlich auch mit selbsttätigem Regulator und Ausrückvorrichtung versehen.

In den folgenden 2 Tabellen sind beide Systeme bezüglich ihrer Größe, Stärke und des Preises angeführt.

Windmotor-System Reinsch.

Nummer des Motors	Größe des Windrades in Meter	Leistung des Motors in Pferdestärken bei einer Windgeschwindigkeit von			Preis in Mark		
		4—4½	5	6	des Motors	des eisernen Turmes	
		Meter pro Sekunde				10 m hoch	20 m hoch
28	3,40	0,20	0,40	0,70	500	380	800
30	4,30	0,40	0,65	1,12	820	480	1000
32	5,25	0,60	1,00	1,80	1 350	600	1300
34	6,30	0,75	1,40	2,40	2 000	700	1600
35	7,10	1,00	1,80	3,11	2 300	850	1950
37	8,20	1,50	2,80	4,80	3 100	Spezielle Offerte	Spezielle Offerte
39	9,20	2,00	3,50	6,90	4 200		
41	10,50	3,00	4,50	8,00	5 500		
42	12,00	4,00	6,00	10,00	7 000		
43	14,00	5,00	7,00	13,00	8 000		
44	16,00	6,00	9,00	16,00	8 750		
45	18,00	8,00	12,00	21,00	9 800		
46	20,00	10,00	14,00	26,00	11 000		

Windmotor-System „Saxonia".

Nummer des Motors	Größe des Windrades in Meter	Beiläufige Leistung in Sek.-Liter bei Wind $v = 4—4^1/_2$ m			Preis des Motors ohne Gerüst in Mark
		Hubhöhe 3 m	Hubhöhe 5 m	Hubhöhe 10 m	
49	2,20	0,556 sl.	0,416 sl.	0,208 sl.	250
50	2,80	0,834	0,694	0,340	300
51	3,50	2,083	1,390	0,694	375
52	4,00	2,778	2,083	1,050	475
53	4,30	4,167	2,800	1,400	575
54	4,75	5,556	3,890	1,940	750
55	5,25	6,945	4,450	2,230	900

Zu den Windmotoren passend, können für Ent- und Bewässerungszwecke auch einfache Schöpfpumpen verwendet werden, welche für Hebung größerer Wassermengen auf geringe Höhen ganz entsprechen.

(Siehe die Tabelle auf Seite 281.)

Die Konstruktion der älteren amerikanischen Windräder ist durch die Figuren 245 und 246 während und außerhalb des Betriebes dargestellt. Mittels eines Gestänges (am besten rotierend) wird die am Fuße des Gerüstes montierte Pumpen- oder Wasserhebemaschine angetrieben.

Die Übersetzung der rotierenden Bewegung der vom Windrade angetriebenen vertikalen Welle auf das auf- und abgehende Gestänge zweier hölzerner Ventil-Doppelkastenpumpen ist aus Fig. 247 zu entnehmen. Das sogen. Ultra Standard-Windrad ist auf einem hölzernen, genügend hohen

Turmgerüste direkt über dem Sammelbrunnen montiert. Bei größeren Turmhöhen wird diese Gerüstkonstruktion gewöhnlich in Eisen ausgeführt.

Schöpfpumpen.

Nummer	Zylinder-Durchmesser mm	Hubhöhe in mm	Leistung pro Hub in Liter	Anzahl der Hübe pro Minute	Leistung der Pumpe in Sek.-Liter ca.	Preis der Pumpe samt Saugkorb und Fußventil in Mark
25	145	220	3	28	1,40	115
26	170	250	5	25	2,10	150
27	200	250	7	24	2,80	200
28	240	350	14	22	5,00	235
29	260	350	16	22	6,10	270
30	320	350	24	20	7,80	300
31	360	350	30	20	10,00	320
32	400	400	45	19	14,00	480

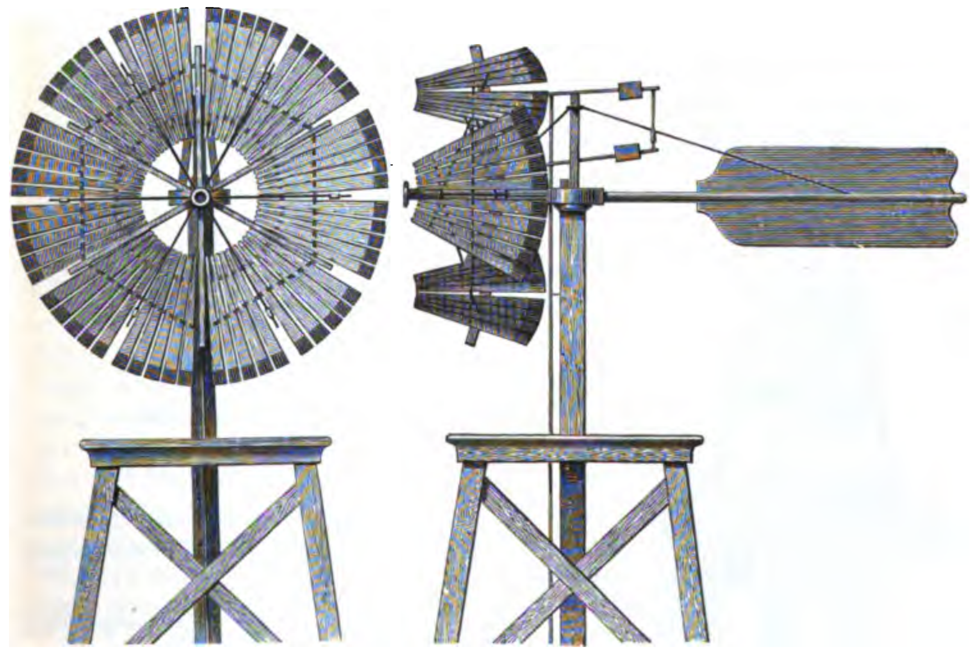


Fig. 245. Amerikanisches Windrad in der Betriebsstellung.

Fig. 246. Amerikanisches Windrad, ausgerückt.

Berechnung der Windmotoren: Die Berechnung erfolgt zumeist nach der Colombschen Formel $N_n = K . F . v^3$, wobei

N_n der Nutzeffekt in Pferdestärken à 75 Sek./kg/m,

F die dem Winde sich entgegenstellende Fläche in m² und

v die Windgeschwindigkeit in Metern pro Sekunde bedeutet und der Koeffizient

$K = 0{,}0005$ für Windräder ist.

Die Fläche F entspricht natürlich nicht der vollen Kreisfläche vom Durchmesser d des Windrades, sondern ist zumeist $F = 0{,}698\ d^2$. Diesen Wert in obige Gleichung gesetzt ergibt, $N_n = 0{,}00035\ d^2\ v^3$. Der Windmotor arbeitet am rationellsten bei einer Windstärke von $v = 6$—7 m pro Sekunde, daraus ergibt sich

für $v = 6{,}0$ m ein Windraddurchmesser $d = 3{,}64\ \sqrt{N_n}$,
für $v = 6{,}5$ m ein Windraddurchmesser $d = 3{,}31\ \sqrt{N_n}$,
für $v = 7{,}0$ m ein Windraddurchmesser $d = 2{,}89\ \sqrt{N_n}$.

Wie früher erwähnt, steht in unsern Binnenländern nur eine durchschnittliche Windgeschwindigkeit von 4—5 m zur Verfügung; es ist für diese Fälle sodann

für $v = 4$ m der Windraddurchmesser $d = 6{,}68\ \sqrt{N_n}$,
für $v = 5$ m der Windraddurchmesser $d = 4{,}78\ \sqrt{N_n}$,
für $v = 5{,}5$ m der Windraddurchmesser $d = 4{,}15\ \sqrt{N_n}$.



Fig. 247. Windmotor.

Beispiel: Von einer Meliorationsfläche soll während der Zeit vom 15.—30. März ein Quantum Wasser von $Q = 100000$ m³ auf $h = 2$ m Höhe gehoben und in den nebenliegenden Bach geworfen werden. Nach den mehrjährigen meteorologischen Aufzeichnungen der nächsten Station ist innerhalb der zweiten Hälfte März durchschnittlich auf nur 5 volle Windtage mit $v = 5$ m zu rechnen. Es müssen also obige $Q = 100000$ m³ in $5 \times 86400 = 432000$ sec. auf $h = 2$ m Höhe gehoben werden. Wir erhalten somit pro Sekunde zu hebendes Wasserquantum

$$Q_{sec.}{}^{m^3} = \frac{100000^{m^3}}{432000^{sec.}} = 0{,}231\ \text{m}^3,$$

also eine notwendige Betriebs-Nutzkraft

$$N_n = \frac{1000\ Q\,.\,h}{75} = \frac{231 \times 2}{75} = 6{,}16\ \text{HP}.$$

Wir erhalten daher einen Windraddurchmesser $d = 4{,}78\ \sqrt{N_n} = 4{,}78\ \sqrt{6{,}16} = 11{,}85$ m oder rund **d = 12 m**.

Prof. Paul La Cour hat in neuester Zeit wissenschaftliche Untersuchungen mit einer Versuchswindmühle gemacht und kam zu dem höchst interessanten Resultate, daß das Maximum des Wirkungsgrades bei einer Neigung von 40 Grad der getroffenen Fläche zur Windrichtung eintritt und daß überhaupt zwischen den Neigungswinkeln von 30—90° keine wesentlichen Änderungen im Wirkungsgrade zu konstatieren waren. La Cour fand nämlich bei 1 m Windgeschwindigkeit den Winddruck in Gramm pro Quadradmeter Fläche bei 30° 73 g, bei 40° das Maximum 84 g, welches sodann etwas abnahm und

zwischen 60 und 90° wieder 73 g betrug. Die praktische Verwertung dieser Versuchsresultate auf die Konstruktion der Windmotoren bleibt der Zukunft vorbehalten.

Für größere Wassermengen und größere Förderhöhen müssen als Hebemaschinen **Kreisel- oder Zentrifugalpumpen** verwendet werden. Nachdem diese Art von Pumpen eine größere Betriebskraft beanspruchen und eine bedeutende Rotationsgeschwindigkeit besitzen müssen, werden dieselben zumeist durch Dampfkraft betrieben.

Kreiselpumpen.

Diese den Turbinen, also meist horizontalen Wasserrädern mit vertikaler Achse ähnlichen, jedoch mehr wie die jetzt nicht mehr zur Ausführung gelangenden Wurfräder wirkenden Wasserhebemaschinen bestehen aus einem horizontalen, an der Unterseite mit schaufelförmig gekrümmten Rippen versehenen konischen Scheibenrad, welches, durch einen Motor in schnelle Rotation versetzt, das Wasser in den das Laufrad eng umschließenden Oberraum schleudert. Bei den neueren Konstruktionen ist der Kreisel mit einem der Höhe des Oberwasserspiegels entsprechend langen, oben offenen Blechmantel verbunden, welcher, sich mit dem Kreisel drehend, einerseits ähnlich einem Schwungrad wirkt, andererseits durch den bedeutenden Auftrieb den Druck auf das untere Lager der Vertikalwelle wesentlich reduziert, weshalb bei diesen Konstruktionen der sogen. Unterwasserzapfen wegfällt, also an dessen Stelle ein einfaches Führungslager tritt und der Kreisel mit seinem Oberwasserzapfen aufgehängt erscheint (ähnlich wie bei Turbinen mit Oberwasserzapfen), dabei alle die bekannten Vorteile dieser Konstruktion mit verbindend. Mittels eines an der Welle aufgekeilten Konusräderpaares oder einer Kurbel wird der Antrieb des Kreisels vom Motor aus bewirkt.

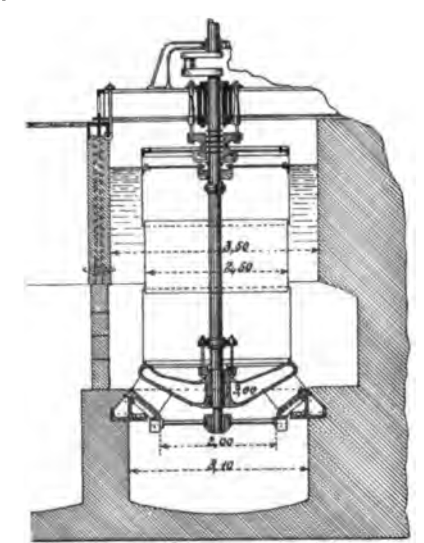


Fig. 248. Neukirchscher Kreisel.

Fig. 248 zeigt den Schnitt durch einen Neukirchschen Kreisel. Aus der nachfolgenden Tabelle sind die Leistungen und Preise der von Beck und Henkel in Kassel gebauten Kreisel zu entnehmen.

(Siehe die Tabelle auf Seite 284.)

Zentrifugalpumpen.

Während bei den Kreiselpumpen ähnlich den Turbinen die Welle vertikal gelagert ist, erfolgt bei den Zentrifugalpumpen die Lagerung derselben im horizontalen Sinne. Die Zentrifugalpumpe besteht ihrem Wesen nach aus einem

Tabelle für Kreiselpumpen mit Lokomobilantrieb.

Benennung.	Förderhöhe in Meter				Förderhöhe in Meter				Förderhöhe in Meter				Förderhöhe in Meter			
	3	5	10	15	3	5	10	15	3	5	10	15	3	5	10	15
Rohrdurchmesser der Pumpen . . . mm	200	175	175	125	225	200	200	150	300	225	225	175	350	250	225	200
Wassermenge Q in Sek.-Liter.	**83**	**63**	**38**	**23**	**107**	**83**	**47**	**30**	**150**	**105**	**70**	**45**	**215**	**130**	**80**	**55**
Tourenzahl pro Minute	480	645	490	775	415	544	449	666	275	478	432	592	296	412	440	540
Preis der Pumpen samt Zubehör und Montage . . . . Mark	880	750	950	725	1000	900	1125	850	1430	1025	1325	1000	1710	1150	1500	1175
Preis der Lokomobile, stationär	4000 Mark				5000 Mark				6000 Mark				6500 Mark			
„ „ „ fahrbar	5000 „				6000 „				7000 „				7500 „			
Erforderliche Pferdekräfte	**9 HP,** welche mit der 6 HP-Lokomobile (maximale Leistung 11 effekt. HP) geleistet werden können.				**11 HP,** welche mit einer 8 HP-Lokomobile (mit 14 effekt. HP Maximalleistung) geleistet werden können.				**15 HP,** mit 10 HP-Lokomobile (maxim. 19 effekt. HP) zu leisten möglich.				**18 HP,** mit 12 HP-Lokomobile (maxim. 22 effekt. HP) zu leisten möglich.			

NB. Preise bezüglich der Lokomobile nach R. Wolf, Magdeburg-Buckau.
Preise bezüglich der Kreiselpumpen nach Beck und Henkel, Kassel.

Gehäuse c (Trommel) (Fig. 249 und 250), in welchem ein turbinenartig gebautes Flügelrad auf einer horizontalen Achse a gelagert ist, welches mittels

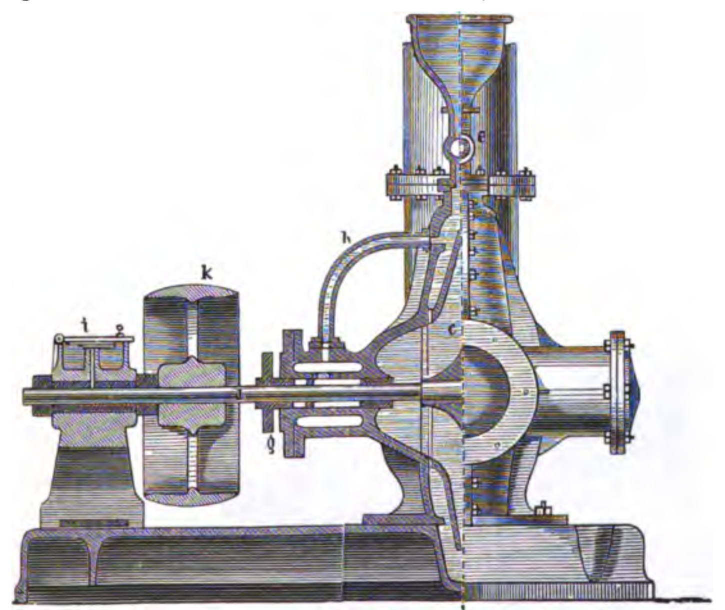


Fig. 249. Zentrifugalpumpe. Querschnitt mit teilweiser Seitenansicht.

Riemenscheibe k in rasche Rotation versetzt werden kann. Tangentiell daran ist nach abwärts gehend das Saugrohr f mit Fußventil, nach aufwärts steigend

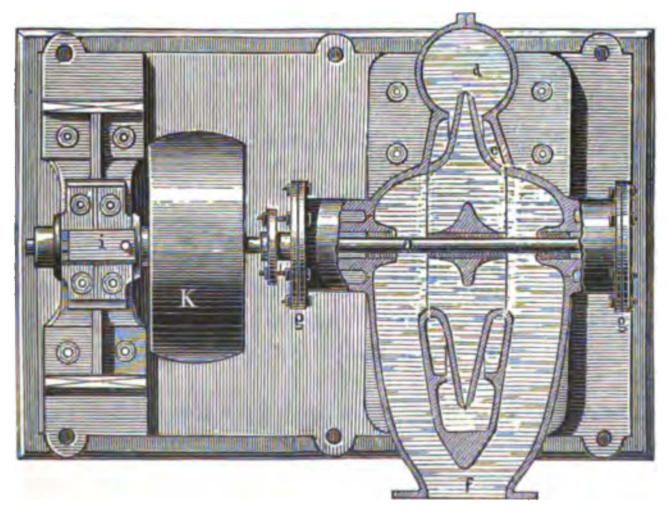


Fig. 250. Zentrifugalpumpe. Grundriß mit teilweisem Horizontalschnitt.

die gleichweite Druckrohrleitung e montiert. Das Flügelrad ist nicht zentrisch gegenüber der inneren Gehäusewand gelagert, sondern nimmt der Raum zwischen Rad und Gehäuse gegen das Druckrohr zu, um die Kontraktion des

in das Druckrohr einströmenden Wassers möglichst zu verringern. Mittels eines Trichters werden zuerst das Saugrohr und das Trommelgehäuse gefüllt, sodann die Pumpe in Betrieb gesetzt, wobei durch Rotation des Flügelrades das Wasser in das Steigrohr hinaufgetrieben wird, während gleichzeitig durch das erzeugte, wenn auch geringe Vakuum das Wasser in das Saugrohr nachströmt. Der Nutzeffekt dieser Pumpen beträgt ca. 50—60 %, hängt jedoch auch von der Wassermenge und Umdrehungsgeschwindigkeit ab. Das am Ende des Saugrohres über dem Saugkopf angebrachte Fußventil verhindert beim Stehenbleiben der Pumpe die völlige Entleerung des Saugrohres. Die Saughöhe ist gewöhnlich geringer (höchstens 4—5 m) zu wählen, während die Druckhöhe bei den gewöhnlichen Konstruktionen bis 30 m gesteigert werden kann.

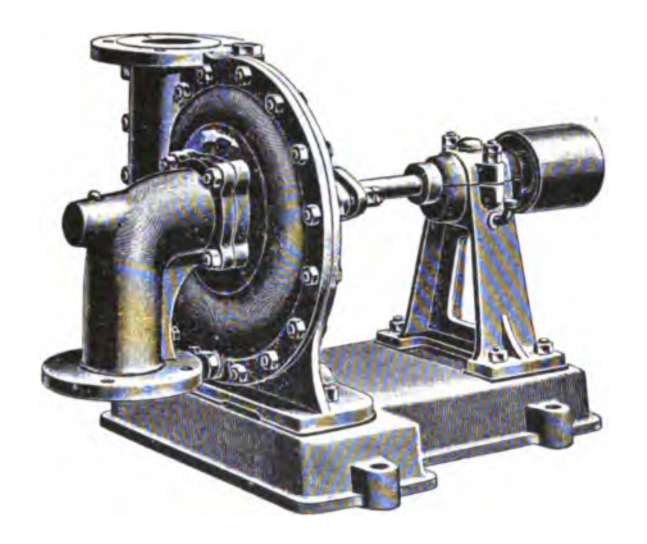


Fig. 251. Zentrifugalpumpe. Perspektiv-Ansicht.



Fig. 252. Saugkorb mit Fußventil.

Bei Entwässerungen beträgt die Hub- und Druckhöhe (die Förderhöhe) zusammen meist nur wenige Meter. Aus nachstehender Tabelle sind die Hauptdaten und Preise für Zentrifugalpumpen zu entnehmen, wie solche von der Kommandit-Gesellschaft für Pumpen und Maschinen-Fabrikation W. Garvens (Wien, Berlin, Hannover, Düsseldorf, Hamburg und Antwerpen) gebaut werden.

(Siehe die Tabelle auf Seite 287.)

Berechnung der notwendigen Betriebskraft.

In erster Linie werden wir das pro Sekunde zu hebende Wasserquantum Q zu berechnen haben. Dasselbe wird gefunden werden, wenn man das von der zu entwässernden Gesamtfläche abzuleitende Wasserquantum durch die anzunehmende Entwässerungs-(Pump-) Zeit, in Sekunden ausgedrückt, dividiert. Wie früher berechnet, nahmen wir für die Frühjahrsentwässerung eine Abflußmenge (gleich Regenmenge) von 100 mm an, welche in 14 Tagen (1209600 Sekunden) bei 24 stündigem Betriebe zum Abfluß zu bringen ist;

Tabelle für Zentrifugalpumpen.

Rohrweite . . . mm	40	50	60	80	100	125
Leistung im Mittel per Minute[1]) . . . Liter	**160**	**250**	**360**	**600**	**1100**	**1660**
Zu gebende Umdrehungen per Minute[1]) bei einer Gesamtförderhöhe von 3 m	1600	1500	1250	1100	1000	900
6 „	1800	1750	1450	1250	1150	1100
9 „	2000	1900	1680	1300	1250	1200
12 „	2400	2300	1900	1450	1400	1350
15 „	2600	2500	2100	1600	1525	1500
Kraftbedarf in Pferdestärken[1]) bei einer Gesamtförderhöhe von 3 m	0,5	0,6	0,9	1,75	3,0	3,75
6 „	0,65	1,1	1,5	2,5	4,25	5,0
9 „	0,85	1,33	1,8	3,5	5,5	7,0
12 „	1,0	1,6	2,2	4,5	7,25	10,0
15 „	1,5	2,0	3,0	6,0	9,0	12,0
Preis:						
1. Ausführung für Förderhöhen bis zu 9 m mit Riemenscheiben-Durchmesser von mm	80	90	90	115	130	—
Figur 251 inkl. Riemenscheibe: a) in Eisen . . . K.	190,—	210,—	240,—	305,—	335,—	—
b) Gehäuse Eisen, Schaufelrad und Welle Rotguß „	205,—	230,—	265,—	345,—	380,—	—
c) Gehäuse, Schaufelrad und Welle Rotguß . . „	285,—	335,—	405,—	570,—	650,—	—
2. Ausführung für Förderhöhen von 9—15 m mit Riemenscheiben-Durchmesser von mm	90	110	110	130	160	—
Figur 251 inkl. Riemenscheibe: a) in Eisen . . . K.	192,—	213,—	243,—	307,—	339,—	—
b) Gehäuse Eisen, Schaufelrad und Welle Rotguß „	207,—	233,—	268,—	347,—	384,—	—
c) Gehäuse, Schaufelrad und Welle Rotguß . . „	287,—	338,—	408,—	572,—	654,—	—
Breite der Riemenscheiben in allen Fällen . . . mm	85	120	120	120	150	—
Eiserner Saugkorb mit Fußventil (Fig. 252) . . . K.	17,—	23,—	26,—	36,—	46,—	—

[1]) Angeführte Umdrehungszahlen sowie Leistung und Kraftbedarf sind Mittelwerte und beziehen sich auf die Förderung von kaltem Wasser. Durch Vermehrung der Umdrehungszahl läßt sich die Leistung erhöhen, wobei der Kraftbedarf dementsprechend wächst. Die Angaben über Umdrehungszahlen und Kraftbedarf verstehen sich ohne Reibungswiderstände in den Rohren.

dies gäbe pro Hektar $Q = 0{,}82$ sl. Ist nun weiter H die gesamte Förderhöhe (Saug- und Druckhöhe), $G = 1000$ kg das Gewicht von 1 m^3 Wasser, so erhalten wir für Q^{m^3} pro Sekunde auf die Höhe H zu förderndes Wasserquantum, dessen Gewicht 1000 Q ist, den absoluten Arbeitseffekt $N_a = 1000\, Q^{m^3}\, H^m$ in kg/m, oder nachdem 75 kg/m einer Pferdekraft HP entsprechen, $N_a = \frac{1000\, Q\,.\,H}{75}$ in Pferdekräften. Mit Berücksichtigung der Kontraktionen und Reibungswiderstände wird jedoch von jeder Maschine nur ein prozentueller Teil dieses obigen absoluten Effektes geleistet werden, welchen wir mit α bezeichnen wollen. Es ist somit der Nutzeffekt oder die effektive Leistung $N_n = \frac{\alpha\,.\,1000\, Q^{m^3}\, H^m}{75}$ in Pferdekräften. Es beträgt nun:

1. für sehr gut konstruierte Pumpen $\alpha = 0{,}85$—$0{,}83$,
2. „ gut „ „ $\alpha = 0{,}80$,
3. „ gewöhnlich „ „ $\alpha = 0{,}75$—$0{,}66$—$0{,}50$.

Die notwendige Betriebskraft N_a einer Pumpenanlage wird also

sub 1. um $100 - 83\,\% = 17\,\%$,
„ 2. „ $100 - 80\,\% = 20\,\%$
„ 3. „ $100 - 75$—$50\,\% = 25$—$50\,\%$

größer angenommen werden müssen, d. h. wenn $\frac{1}{\alpha} = n$ ist, so wird $N_a = \frac{n\,.\,1000\, Q\,.\,H}{75}$, wobei

für 1. $n = 1{,}20$,
„ 2. $n = 1{,}25$,
„ 3. $n = 1{,}35$—$1{,}50$, event. 2,0

anzunehmen ist.

Sei $H = 4$ m und die Fläche $F = 100$ ha, also $Q = 82$ sl. $= 0{,}082$ m^3, ferner $n = 1{,}5$, so erhalten wir $N_a = 1{,}5\, \frac{1000 \times 0{,}082 \times 4}{75} = 6{,}56$ brutto Pferdekräfte bei 14 tägigem permanenten Betrieb (24 Stunden).

Nachdem jedoch die Betriebszeit in der Regel eine beschränkte sein wird, so wird dementsprechend die Bruttokraft zu erhöhen sein. So würde bei 7 tägigem Betrieb à 12 Stunden das $Q = 328$ sl. und $N_a = 26{,}24$ HP werden.

II. Entwässerung mittels Drainage (gedeckte Entwässerung).

1. Entwässerung mittels Sickergräben, Sickerdohlen etc.

Die gedeckte Entwässerung kann entweder durch Sickergräben oder durch Röhrendrainage erfolgen. Der unter Umständen große Kulturlandverlust und die Erschwerung der Bewirtschaftung (Kommunikation) bei Entwässerungen von Ackerland mittels offener Gräben hat schon in früheren Zeiten Anlaß gegeben zu Versuchen, unterirdisch zu entwässern, d. h. offene Gräben herzustellen, auf die Sohle einen Sickerkanal zu bauen und den Graben wieder zuzuschütten. Natürlich kann mit solchen Sickerkanälen eine rasche Entwässerung von Meteorwasser nicht erzielt werden und sind dieselben nur für Grundwasser-Senkungen und -Ableitungen anwendbar. Die

Schaffung einer entsprechend durchlässigen Schichte oder eines Abflußkanales oberhalb der Grabensohle kann nun auf vielerlei Art erfolgen und ist dieselbe von dem örtlich vorhandenen Material und den aufzuwendenden Kosten abhängig. Außer den eigentlichen Sickerdohlen, deren Herstellung sehr teuer ist, können alle diese Ausbaumethoden nur als Provisorium aufgefaßt werden und sind womöglich ganz zu umgehen. Die einfachste und zumeist billigste Art der gedeckten Entwässerung sind:

a) Die Sickergräben (Steindrains) (Fig. 253).

Dieselben bestehen aus 1—$1^1/_4$ m tiefen, oben 0,80, unten 0,30 m breiten Gräben, welche nach Ablaufen des stagnierenden Grundwassers auf der Sohle mit großen Feldklaubsteinen, Schlacken oder Ziegelbrocken ca. 0,30 m hoch so ausgeschlichtet werden, daß größere Zwischenräume bleiben; darauf kommt eine 0,20 m hohe Schichte kleineren Schotters, hierauf als Bedeckung Rasenziegel, Schilf, Stroh, Moos etc., welche Decke das Vermischen und Ausfüllen der offenen Fugen durch das andere erdige Füllmaterial des Grabens verhindert. Diese Gräben werden bezüglich ihrer Richtung ebenso wie bei der Röhrendrainage gelegt. Die Nachteile dieser Steindrains bestehen darin, daß Steine nicht überall zur Verfügung stehen und bei größeren Verführungsdistanzen sich dann teuer stellen, wie auch der notwendige große Erdaushub die Kosten wesentlich vermehrt. Den größten Nachteil der Steindrains bildet jedoch der Umstand, daß sich dieselben bald verstopfen und sodann die ganze Anlage zu funktionieren aufhört.

b) Sickerdohlen (Fig. 254—258).

Zum Unterschiede von den Feldsteindrains haben die Sickerdohlen die Aufgabe, eine permanente oder wenigstens doch durch längere Zeit offen bleibende Rinne — ein Durchflußprofil — für das abzuführende Grundwasser zu schaffen. Dieser Ausbau kann bestehen aus dreieckig gelegten Steinplatten (Dachschiefer etc.) [Fig. 254 und 255] oder aus einem aus plattenförmigen Klaubsteinen hergestellten trocken geschlichteten Kanal von quadratischem Querschnitt (Fig. 256) oder in bester Ausführung aus einem Kanal, aus Ziegel-(Back-) Steinen geschlichtet (Fig. 257). Einen Übergang zur Röhrendrainage bildet die früher in England gebräuchliche Verwendung eigens gebrannter dachziegelartiger Formstücke, welche auf Platten aufgestellt werden (Fig. 258).

c) Faschinendrains.

In gebirgigen, waldreichen Gegenden, wo keine Klaubsteine oder Platten in der Nähe der Drainageanlagen vorkommen, werden zuweilen auch Faschinen zum Ausbau der Sickergräben verwendet. Dies kann entweder in der Weise erfolgen, daß in den Graben kreuzweise Prügelholz gelegt wird, um eine Öffnung zu erzielen, während der obere Teil mit aufgehauenen Faschinen (losen Zweigen mit Blättern oder Nadeln) ausgefüllt und dadurch ein zu schnelles Verstopfen verhindert wird (Fig. 259), oder aber können 3 gebundene Faschinenwalzen auf die Grabensohle gelegt und in beiden Fällen mit Holz oder Rasenziegeln abgedeckt werden (Fig. 260).

d) Erddrains.

In sehr schweren, fetten Lettenböden können mit eigenen Werkzeugen tiefe Rinnen in der Grabensohle ausgehoben und mit Rasenziegeln überdeckt

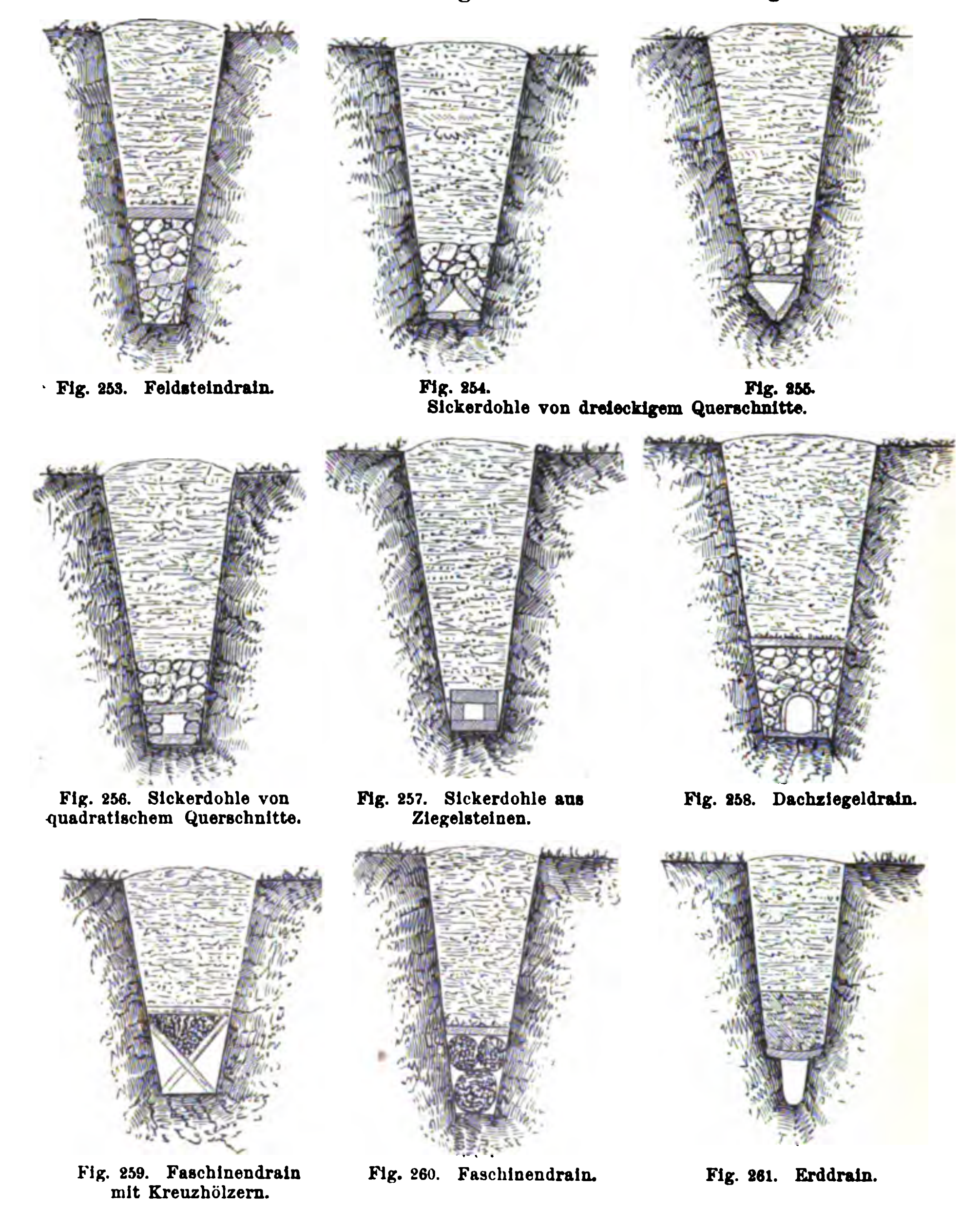


Fig. 253. Feldsteindrain. Fig. 254. Fig. 255. Sickerdohle von dreieckigem Querschnitte.

Fig. 256. Sickerdohle von quadratischem Querschnitte. Fig. 257. Sickerdohle aus Ziegelsteinen. Fig. 258. Dachziegeldrain.

Fig. 259. Faschinendrain mit Kreuzhölzern. Fig. 260. Faschinendrain. Fig. 261. Erddrain.

werden (Fig. 261). Natürlich werden diese Öffnungen sehr bald verdrückt und teilweise ganz geschlossen werden, daher diese Art der Drainage wohl als die ungünstigste bezeichnet werden muß. Überhaupt muß der großen

Kosten der Dohlen, insbesondere jedoch der kurzen Dauer der einfachen Sickergräben wegen von der Durchführung dieser Entwässerungsart abgeraten werden.

2. Die Röhrendrainage.

Mit dieser vollkommensten der Entwässerungsmethoden, in den meisten Fällen auch der billigsten in bezug auf die Intensität ihrer Wirkung, wurde erst anfangs der 1850er Jahre auf Grund der seit dem 18. Jahrhundert in England erzielten günstigen Resultate bei uns begonnen. Die eigentliche Röhrendrainage fand selbst in England erst in den Jahren 1840—1850 größere Anwendung, nachdem die Erzeugung der Röhren durch die vervollkommnete Drainröhrenpresse eine exaktere und billigere wurde. Diese Bauart ist auch bezüglich ihrer dauernden Funktionierung die verläßlichste und auch am raschesten ausführbar. Die Röhrendrainage besteht in einem systematisch

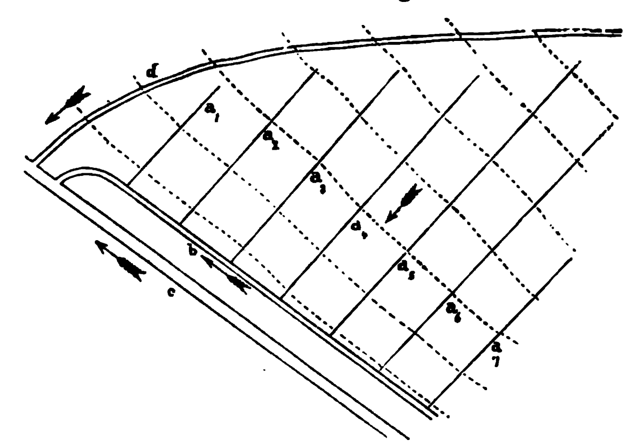


Fig. 262. Drainsystem.

angelegten Netze aus Drainageröhren, das sind ca. 0,30—0,33 m (1 Fuß) lange, starkwandige, gebrannte, unglasierte Tonröhren, welche stumpf aneinanderstoßend in einem schmalen Erdgraben direkt ohne weitere Unterlage gelegt und mit dem ausgehobenen Erdmaterial wieder bedeckt werden.

a) Drainsysteme.

Die Aneinanderreihung einer größeren Anzahl von Drainröhren nennt man einen Drainrohrstrang. Man unterscheidet:

1. Saugdrainstränge (Fig. 262 a_1—a_7), welche, gewöhnlich parallel nebeneinander liegend, die eigentliche Entwässerung eines gewissen Flächenteiles des ganzen Meliorationsareals besorgen. Diese Röhren haben das kleinste Kaliber (40 und 50 mm Lichtweite).

2. Sammeldrains (Fig. 262 *b*). Diese haben den Zweck, die von den Saugdrains zugeführten Wassermengen zu vereinigen und einem Hauptsammeldrain oder dem Vorflutrezipienten (Bach, Abflußgraben *c*) zuzuführen. Die Sammeldrainrohre werden in Lichtweiten von 60, 80, 100, 130, 160, 200 und 230 mm ausgeführt; es gibt daher Sammeldrains 1., 2.—7. Ordnung. Der letzte

größte Drainstrang, welcher unmittelbar in den Rezipienten, Vorflutgraben etc. ausmündet, heißt dann Hauptsammeldrain.

3. Kopf- oder Grenzdrains (Fig. 262). Diese Rohrstränge werden in jenen Fällen projektiert, wo es sich darum handelt, das zu drainierende Feld direkt vor dem von einem höher gelegenen Terrain kommenden sogen. fremden Wasser zu schützen. Nachdem die Kopfdrains verhältnismäßig mehr Wasser als die Saugdrains und sogar oft mehr als kleinere Sammeldrains abführen müssen, werden sie wegen Vermeidung größerer Kalibrierung der Saug- und Sammeldrains direkt in den Vorflutgraben *c* eingeführt. Der Kopfdrain umgrenzt daher das zu drainierende Feld und vertritt die Stelle eines Auffanggrabens. Einen solchen Teil einer größeren Drainageanlage mit einem Sammel- und den dazu gehörigen Saugdrains (event. auch mit einem Kopfdrain) nennt man ein Drainsystem. Die Saugdrains werden allgemein senkrecht oder parallel zu den Schichtenlinien (Horizontalkurven) gelegt; sie sollen immer in einen Sammeldrain und nie einzeln direkt in den Vorflutgraben einmünden, welche Anordnung noch hier und da bei älteren Anlagen anzutreffen ist, nachdem die daraus bedingte große Anzahl der Auslaufobjekte sowohl eine Baukostenerhöhung, als auch eine größere Möglichkeit für Verstopfungen der Ausmündungen mit sich bringt.

Es gilt daher als Grundsatz bei einer Drainageanlage, möglichst wenig Auslaufobjekte zu machen. Die diesbezügliche Grenze ist durch den maximalen Sammeldraindurchmesser ($d = 230$ mm), über welchen man in normalen Fällen nicht geht, gegeben. Es können jedoch ausnahmsweise Fälle vorkommen, wo man 2 oder 3 große Sammeldrains ($d = 160$—230 mm) in einem gemauerten Sammelbrunnen vereinigt, von wo aus das gesamte Wasser durch einen gemauerten Sammelkanal in den als Rezipienten dienenden Wasserlauf abgeleitet wird. Obwohl in einzelnen Drainagerohrfabriken auch Saugdrains mit lichten Durchmessern von 25 und 30 mm gemacht werden, muß jedoch dringend angeraten werden, Saugdrains im Minimum $d = 40$ mm zu verwenden, um die bei kleinen Lichtweiten sehr leicht eintretenden Verstopfungen möglichst zu verhindern. Wo das Terraingefälle klein und der Projektant mit den Geldmitteln nicht gar zu knapp gehalten ist, empfiehlt es sich, alle Saugdrains mit 50 mm Durchmesser zu wählen. Die Länge der Drainröhren beträgt 300—330 mm. Nachdem die großen Drainagerohre sehr teuer sind, pflegt man auch öfters statt eines großen Durchmessers 2 oder mehrere kleinere Sammeldrainstränge nebeneinander zu legen, was jedoch zur Nachahmung nicht anzuempfehlen ist.

b) Lage der Saugdrains.

Das durch den Boden sickernde Grund- oder Bodenwasser gelangt nur durch die Stoßfugen der Drainrohre in die letzteren. Früher nahm man an, daß das poröse Tonmaterial die Aufnahme des Wassers auf der ganzen Mantelfläche des Rohrzylinders vermittle, was jedoch ganz unrichtig ist, indem selbst bei schlechtem, nicht gut gebranntem, porösem Tonmaterial die anfangs aufsaugende Wirkung nach erfolgter Sättigung des porösen Tones aufhört und selbst im günstigsten Falle kein namhafteres Wasserquantum durch die

Rohrwände durchsickert. Es frägt sich nun, wie viel Stoßfugen erforderlich sein werden, um dem einfließenden Grundwasser ein dem lichten Rohrquerschnitt gleichkommendes Durchflußprofil zu bieten. Es sei d der lichte Durchmesser der Drainrohre, b die mittlere Breite der Stoßfuge, die natürlich je nach Reinheit und Güte der Drainage- (Erzeugungs- und Lege-) Arbeit eine wechselnde sein wird, ferner n die Anzahl der Drainrohre, bei welcher der Stoßfugenquerschnitt gleich dem lichten Durchflußprofil des Rohres ist, so ist $n \,.\, b \,.\, d\pi = \frac{d^2 \pi}{4}$, also $n = \frac{d^2 \pi}{4\, b\, d\, \pi} = \frac{d}{4\, b}$. Nehmen wir nun einen Saugdrainstrang von $d = 40$ mm an und für $b = 0{,}5$ mm (bei guten Röhren und sorgfältigem Legen), so ist $n = \frac{40}{4 \times 0{,}5} = 20$ Stück.

Da ein Rohr 0,3 m lang ist, so wird also auf je 6 m Rohrstranglänge ein dem vollen Rohrquerschnitt entsprechendes Wasserquantum aufgenommen werden können. Was nun die Lage der parallelen Saugdrainstränge gegenüber dem Gefälle des Terrains anbelangt, so kann dieselbe entweder senkrecht, parallel oder schief zu den Horizontalkurven angenommen werden.

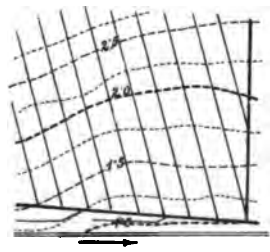


Fig. 263. Längsdrainage.

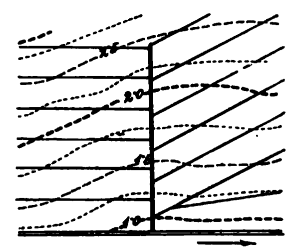


Fig. 264. Querdrainage.

Die erstere Art, bei welcher die Saugdrains senkrecht auf die Horizontalkurven oder längs der Linie des größten Falles angeordnet werden, pflegt man zumeist Längsdrainage, die beiden anderen Querdrainagen zu nennen. Zu letzteren gehören auch die sogen. Kopfdrains. Eine richtigere unterscheidende Definition wäre jedoch die, daß bei Längsdrainage der Sammeldrain längs den Schichtenlinien, also im kleinsten Gefälle, bei Querdrainagen der Sammeldrain quer zu den Schichtenlinien, also im größten Terraingefälle zu liegen kommt. Gerade aus dem ersten Teil der Figur 264 kann entnommen werden, daß nur die Lage des Sammeldrains und nicht jene des Saugdrains rücksichtlich der Systembezeichnung die maßgebendere ist. (In Fig. 263 und 264 sind diese beiden Systeme zur Anschauung gebracht.) Mit Berücksichtigung der Vor- und Nachteile beider Drainagemethoden, welche später besprochen werden sollen, kann schon jetzt darauf hingewiesen werden, daß in sehr flachem Terrain mehr die alte Methode der Längsdrains, bei Flächen mit stärkerem Gefälle die neuere Methode mittels Querdrains angewendet werden kann. Bevor auf die Besprechung der Vor- und Nachteile dieser beiden Methoden eingegangen wird, sollen vorher andere wichtige Kapitel, welche zumeist auf beide Methoden Anwendung finden, behandelt werden.

c) Berechnung der pro Hektar durch die Drainage abzuführenden Wassermenge.

Die Drainageanlage wird im allgemeinen jenen Teil der auf den Erdboden fallenden Regen- und Schneemengen abzuführen haben, welcher, durch Einsickerung in den Kulturboden gelangend, das sogen. Grundwasser bildet. Die anzustrebende Grenze der Entwässerung wird gegeben sein durch die Absenkung des Grundwasserspiegels in jene Tiefe, welche für das Gedeihen der betreffenden Kulturgewächse die günstigste ist. Neben der Absenkung resp. Abführung des überschüssigen schädlichen Grundwassers wird die Drainage noch andere auf das Wachstum der Pflanzen günstige Einwirkungen hervorzurufen haben, welche jedoch hier vorläufig noch keine Berücksichtigung finden sollen. Der Grad der Entwässerung wird insbesondere von der Größe der lokalen Regenhöhe, wie von der Bodenbeschaffenheit in bezug auf die Filtrationsfähigkeit abhängen. Um in letzterer Beziehung beiläufige Anhaltspunkte zu gewinnen, wurden seit dem Beginne der Einführung der Drainage in einzelnen Ländern bezügliche direkte Versuche gemacht. Nachstehend sollen einige dieser Versuchsresultate auszugsweise vorgeführt werden.

(Siehe die Tabellen auf Seite 295.)

Bei allen diesen Versuchen waren sowohl die Bodengattungen wie die klimatischen Verhältnisse andere, es sind daher diese Zahlen als Mittelwerte nur zur vergleichenden Beurteilung zu verwenden.

Nach nunmehr erfolgter ministerieller Bewilligung sollen auf Anregung des Verfassers, vom Jahre 1907 anfangend, auf dem neuen Versuchsgute der k. k. Hochschule für Bodenkultur in Gr.-Enzersdorf bei Wien neben anderen kulturtechnischen Versuchen auch jene über die Versickerungsmenge bezw. Abflußmenge durch Drainagen begonnen und systematisch fortgeführt werden.

Um nun Zahlenwerte für mittlere Verhältnisse zu gewinnen, wollen wir auch für die Drainage bei der Berechnung der pro Hektar abzuführenden Wassermenge ähnlich vorgehen, wie dies bei der Entwässerungsmethode durch offene Gräben der Fall war. Man kann auch hier einen Landregen von 4 mm pro Stunde Intensität und 24 Stunden Dauer, also zusammen 96 mm Regenhöhe der Berechnung zugrunde legen. Pro Hektar gibt dies eine Regenmenge von $R = 960$ m³. Für mittelschweren Boden kann der Versickerungskoeffizient in einem solchen Falle mit maximal 40 % angenommen werden. Wir erhalten somit $Q = \frac{960 \cdot 40}{100} = 384$ m³ Versickerungsmenge. Nehmen wir nun für den Sommer eine 1 wöchentliche Entwässerungsdauer an (7 Tage), so erhalten wir $Q_{sec.} = \frac{384 \text{ m}^3 \cdot 1000}{7 \cdot 86400^{sec.}} = 0{,}63$ sl. als pro Hektar durch die Drainage abzuführende Wassermenge.

Für die viel wichtigere Frühjahrsentwässerung werden wir mit monatlichen Regenhöhen zu rechnen haben, und wird es genügen, wenn in diesem Falle eine 14 tägige Entwässerungszeit angenommen wird. In dieser Periode kann, wie früher erwähnt, eine monatliche Regenhöhe von maximal 100 mm angenommen werden, welche Höhe in äußerst seltenen Fällen überschritten wird, somit also pro Hektar eine Regenmenge von $R = 1000$ m³. Von

Tabellen der Versuche über das Verhältnis der pro Hektar abgeführten Drainagewassermenge zur Regenmenge.

Alles auf den Erdboden gelangende Wasser kam zur Versickerung und zur Verdunstung, oberflächlich floß bei den Versuchen nichts ab. Es entspricht daher die Differenz auf 100 der Verdunstungshöhe in %:

Monat	Von der gefallenen Regenhöhe versickerten in % nach:				
	Schober in Tharandt 1853	John Dickinson in England, 8jähr. Durchschnitt	Charnack in London, 5jähr. Durchschnitt	de Courcy in Frankreich	Mittelzahlen aus den 3 ersten Resultaten (der Monatsregenhöhe)
Januar	34	70	39	94	48
Februar	46	78	26	104	50
März	173 Schneeschmelze	67	28	21 u. 108 (in 2 Jahren 2 Messungen)	89
April	80	21	37	39 u. 60 (in 2 Jahren 2 Messungen)	46
Mai	58	57	11	14 u. 52 (in 2 Jahren 2 Messungen)	42
Juni	40	18	6	wurde nicht beobachtet	21
Juli	32	19	9		20
August	1	1	9		4
September	15	14	15		15
Oktober	23	46	28		32
November	8	92	25		41
Dezember	7	0	26		11
Jahresmittel:	42	40	22		35 der jährl. Regenhöhe
Hiervon entfallen auf die einzelnen Quartale:			Winter 31 Frühling 25 Sommer 8 Herbst 24		Winter 26 Frühling 42 Sommer 10 Herbst 21 der Quartalregenhöhe

Von der gefallenen Regenhöhe versickerten in % nach Möllendorf und Wäge:

Monat	Versuche zu Görlitz 1853—1855 mit 1 □Fuß großen Versuchskästen:			Versuche zu Tharandt 1854—1856 auf drainierten Feldern:	
	Ton, Letten	Lehm	sandiger Lehm	Ton	Lehm
Januar	0,9	0,9	1,8	67,3	74,1
Februar	41,4	40,9	75,4	86,5	90,5
März	88,6	90,5	111,4	150,4	234,5
April	34,3	17,1	37,1	59,4	75,2
Mai	16,2	51,3	30,6	27,6	46,7
Juni	35,6	51,1	47,5	22,7	35,2
Juli	26,3	53,6	55,3	31,1	54,0
August	24,9	33,7	27,2	9,7	19,6
September	32,7	35,0	33,3	11,9	24,0
Oktober	50,0	45,8	53,3	16,6	28,5
November	9,0	12,8	10,1	32,6	45,0
Dezember	4,1	35,9	16,5	91,5	103,5
Winter (Dezbr. bis Februar)	19,0	29,9	37,7	84,4	92,0
Frühling (März bis Mai)	36,1	52,4	49,7	59,0	89,7
Sommer (Juni bis August)	29,3	45,6	42,4	21,3	36,0
Herbst (Septbr. bis Novbr.)	26,5	28,6	27,9	20,9	32,9
Jahresmittel:	28,1	41,0	40,5	40,8	58,7

derselben gelangt in den mittelschweren Untergrund im Maximum ca. 75 %, nachdem das Schneetauwasser langsam in den Boden einsickern kann. Wir erhalten also $Q = 750$ m³ Sickerquantum und $Q_{sec.} = \frac{1000 \cdot 750}{14 \cdot 86400} = 0{,}62$ sl. Wir können also als abzuführendes Wasserquantum, um sicher zu gehen, pro Hektar rund **$Q_{sec.}$ ha = 0,65 sl.** der Berechnung zugrunde legen.

Von seiten anderer Kulturtechniker werden nachstehende Abflußmengen angenommen:

a) Stephens nimmt an $Q_{sec.}$ ha = 1,13 sl. (Sek.-Liter).

b) Schweder rechnet für Tonboden $Q = 0{,}60$ sl. } im Mittel 0,65 und geht
für leichten Boden $Q = 0{,}70$ sl. }
bei sehr viel Grundwasser bis $Q = 1{,}00$ sl.

c) Vincent nimmt einen monatlichen maximalen Niederschlag von 100 mm an, der vollständig in 15 Tagen (½ Monat) abgeführt werden soll, also pro Hektar eine Regenmenge von 1000 m³ und 100 % Versickerungskoeffizient, daher $Q_{sec.} = \frac{1000000}{15 \cdot 86400} = 0{,}77$ sl.

d) Leclerc nimmt eine Regenhöhe von $h = 0{,}010$ m pro Tag an, also pro Hektar $R = 100$ m³, ferner eine Abflußquote von 74,5 %, also eine Abflußmenge von $Q_{ha} = 74{,}5$ m³ pro Tag. Der Abfluß soll in 36 Stunden erfolgen, woraus $Q_{sec.}$ ha $= \frac{75500^{liter}}{129600^{sec.}} = 0{,}57$ sl. resultiert.

e) Hervé Mangon rechnet mit einer Regenhöhe $R = 0{,}010$ m pro Tag; hiervon sind 50 % in einem Tage abzuleiten, also $Q = \frac{50000^{liter}}{86400^{sec.}} = 0{,}57$ sl. pro Hektar.

f) Debauve nimmt die gleiche Tagesregenhöhe von $R = 0{,}010$ m an, welche vollständig binnen 3 Tagen (72 Stunden) abzuführen ist, d. h. es wird $Q_{sec.} = \frac{100000^{liter}}{259200^{sec.}} = 0{,}38$ sl. pro Hektar.

g) Die Instruktion der Königlichen Generalkommission für Feldmesser und Draintechniker in Preuß.-Schlesien gibt pro Hektar abzuführendes Wasserquantum an:

für Flachland $Q = 0{,}31$ sl.,
in Gegenden über 150 m Seehöhe $Q = 0{,}37$ sl.

h) Nach Wäge und v. Möllendorf ist
für schwerere Böden $Q = 0{,}33$ sl.
und für leichtere Böden $Q = 0{,}47$ sl. zu wählen.

i) Dünkelberg nimmt für die Gegenden der norddeutschen Tiefebene und in der Nähe der Gebirge das durch die Drainröhren abzuführende Wasserquantum Q gleich der doppelten mittleren Monatsregenhöhe R und für die größeren Ebenen im Süden und Osten von Europa $Q = 1\frac{1}{2} R$ pro Monat an. Als mittlere Regenhöhe R pro Monat legt Dünkelberg 60 und 120 mm für Flachland und Gebirge (Wiesbaden und Westerwald) der Berechnung zugrunde. Dies gibt also pro Hektar $R = 600$ bezw. 1200 m³ Regenmenge pro Monat oder eine sekundliche Regenmenge $R = 0{,}23$ sl. bezw. 0,385 sl. Es resultiert also ein durch die Drainröhren abzuführendes sekundliches Wasserquantum

bei Annahme einer $1^1/_2$ fachen Regenhöhe von $Q = 0{,}34$—$0{,}58$ sl.,
„ „ „ 2 „ „ „ $Q = 0{,}56$—$0{,}77$ sl.,
je nach der Größe der jährlichen Niederschläge.

Trotzdem diese Angaben stark differieren, können dieselben alle auf Richtigkeit beruhen. Es hängt eben der Versickerungskoeffizient bei Drainageanlagen nicht nur von der Regenhöhe, sondern auch von den Niveauverhältnissen, der geognostischen Beschaffenheit des Untergrundes, den klimatischen Verhältnissen des Entwässerungsgebietes etc. ab. Für größere Projekte wird es sich empfehlen, die in Betracht kommenden lokalen Regenhöhen aus den Jahrbüchern der meteorologischen Institute etc. zu entnehmen und mit diesen Zahlen zu rechnen, ebenso auch Probeversuche über die physikalischen Eigenschaften des betreffenden Bodens durchzuführen. Für allgemeine Fälle und für Generalprojekte empfehle ich für schwere und mittlere Böden im Flachlande **$Q = 0{,}65$ sl.** pro Hektar, in durchlässigeren Böden und in Gegenden mit stärkeren Niederschlägen **$Q = 0{,}75$ sl.**, in sehr durchlässigen Böden **$Q = 1{,}00$ sl.** pro Hektar der Berechnung zugrunde zu legen und die minimalen Angaben von $Q = 0{,}31$—$0{,}57$ sl. nur in regenarmen Gebieten und bei sehr schweren Tegelböden zu akzeptieren.

d) Tiefenlage der Saugdrains.

Die alten Drainagen, speziell die Stein- und Faschinendrainagen hatten neben anderen insbesondere den Hauptfehler, viel zu seicht angelegt zu sein. Man ging gewöhnlich 2—3 Fuß tief (60—90 cm). Auch die alten Röhrendrainagen wurden zumeist nur 1 m tief gelegt. Auf Basis der späteren Erfahrungen hat sich jedoch gezeigt, daß für Ackerböden eine Tiefe von $t = 1{,}25$—$2{,}00$ angemessen ist, bei welcher einerseits eine entsprechende Entwässerung erzielt, andererseits ein Einwachsen der Wurzeln in die Drainrohre vermieden wird. Nur in Ausnahmefällen, z. B. wo wegen Mangel an Vorflut, an Terraingefälle etc. das Gefälle in das Rohr selbst gelegt werden muß, kann es vorkommen, daß einzelne Partieen der Rohrstränge an ihren Anfangsstrecken seichter zu liegen kommen. Aus bauökonomischen Gründen überschreitet man die Grenze von 1,25 m nicht, obwohl in manchen Fällen, wie z. B. bei Rübenbau, eine Tiefe von 1,50—2,0 m wirksamer und besser ist. Auch dort, wo in Tiefen von 1,50—2,0 m die undurchlässigen Liegendschichten angetroffen werden, wird man oft mit dem Drainstrange in diese Tiefe hinabgehen. Je tiefer die Drains gelegt werden, desto weiter ist ihr Entwässerungs-Wirkungskreis, und können daher die Drainstränge weiter auseinander gelegt werden, wodurch wieder die Mehrkosten des größeren Erdaushubes parallelisiert werden. Bei Torf- und Moorboden geht man mit den Drainröhren oder offenen Gräben überhaupt immer tiefer, und zwar auf 1,5—2,0 m, während man bei Wiesenland zunächst nur 1 m tief drainieren soll. Oft ist auch die Tiefenlage fixiert durch die Höhe des Normalwasserstandes, des Rezipienten bei der Ausmündungsstelle des Hauptsammeldrains, indem der letztere immer über diesem Normalwasserstand, nie unter demselben ausmünden darf. In letzterem Falle würde die Drainage sich bald verschlämmen und die Funktionierung wesentlich beeinträchtigt, wenn nicht

ganz aufgehoben werden. Einzelne Draintechniker nehmen für Ackerboden je nach der Beschaffenheit desselben folgende Tiefen an:

für Sandboden . . . . 1,2 m,
„ Lehmboden . . . . 1,3 m,
„ Lettenboden . . . . 1,4—1,6 m,
„ Torfboden . . . . 1,7 m.

e) Entfernung der Saugdrains.

Die richtige Wahl der Entfernung der Saugdrains tangiert einerseits die Gründlichkeit und Gleichförmigkeit des Entwässerungsresultates, wie andererseits die Baukosten. Ist diese Entfernung zu groß angenommen worden, so wird zwischen den Strängen je ein Streifen Landes übrig bleiben, welcher gar nicht oder ungenügend entwässert ist. Ist die Distanz zu klein gewählt, dann ist wohl die Wirkung der Entwässerung eine vollkommene, durch die unnötige Vermehruug der Anzahl der Saugrohrstränge jedoch kommt die Entwässerungsanlage viel teurer. Die Entfernung wird eine kleinere werden, wenn die Rohrstränge tiefer verlegt sind; die Saugdrains werden ferner um so enger gelegt werden müssen, je schwerer und wasserundurchlässiger der Boden ist; es wird also bei Sandböden die Entfernung die größte, bei fetten Lettenböden die kleinste werden.

Außer von der Tiefe der Drainstränge und der Durchlässigkeit des Bodens wird die Drainstrangentfernung *b* abhängen von der Größe der Niederschlagshöhe und ihrer Verteilung für die betreffende Gegend, weshalb diese Daten vor Inangriffnahme der Projektsverfassung zu erheben sein werden. Weiter wird zu berücksichtigen sein, ob die zu drainierende Fläche häufigeren Inundationen durch den im Tale fließenden Bach oder Fluß ausgesetzt ist, ob das Terraingefälle ein kleines oder großes ist, nachdem im letzteren Falle das Einsickerungsprozent kleiner, daher die Drainage weniger in Anspruch genommen ist. Selbstredend wird auch von der Wasserbedürftigkeit der verschiedenen Kulturpflanzen der notwendige Grad der Trockenlegung abhängen, nachdem eben nur das überschüssige Wasser abgeleitet werden soll.

Von Wichtigkeit für die Beurteilung des Wirkungsgrades der Drainage wird ferner die Konstatierung des Vorhandenseins eines wirklichen Grundwasserstromes oder eines mehr stagnierenden Grundwasserbeckens sein.

In diesem Falle, sowie auch bei durchlässigen Sandböden wird es sich überhaupt empfehen, zuerst eine Entwässerung mittels offener Gräben durchzuführen und erst nach erfolgter Absenkung des Grundwasserspiegels zu beurteilen, ob eine Drainage überhaupt und in welchem Umfange (also welche Dichte der Saugstränge) wegen weiterer Entwässerung notwendig ist, oder ob dieselbe nur noch zum Zwecke einer gründlichen Durchlüftung zweckdienlich erscheint.

Bezüglich der Beurteilung der Entfernung der Saugdrains auf Grund der Resultate der mechanischen Schlämmanalyse muß noch hervorgehoben werden, daß der Grad der Durchlässigkeit nicht nur auf Grund des Prozentsatzes der abschlämmbaren Teilchen beurteilt werden darf, sondern daß zu diesen Prozentteilen mindestens noch jene der Kategorie des Sandstaubes

zuzuzählen sind und andererseits wieder der Prozentsatz der am Siebe zurückgebliebenen Sand- und Steinpartikelchen (das Skelett des Bodens), wenn namhaft, eine ganz hervorragende Rolle bezüglich der Durchlässigkeit des Bodens spielt.

Schließlich muß darauf aufmerksam gemacht werden, daß häufigere Messungen der bei den Auslaufobjekten ausfließenden Drainagewassermengen in verschiedenen Jahreszeiten, sowie chemische Analysen dieser Abwässer die Beurteilung fertiger Drainagen und ihrer Wirkungen wesentlich unterstützen werden.

Um sich praktisch zu überzeugen, ob die gewählte Entfernung der Saugdrains in bezug auf den Grad der Trockenlegung entspricht, können in dem Zeitpunkte Querschlitze ausgehoben werden, wenn der Wasserspiegel auf die Tiefe der Rohrstränge gesenkt ist, d. h. die Drainage nur mehr wenig Wasser abgibt.

In der bezüglichen neueren Fachliteratur werden rücksichtlich der Art und Weise des Zuströmens des Grundwassers zu den Drainagerohrfugen gleiche Verhältnisse vorausgesetzt, wie solche bei künstlicher Absenkung des Grundwasserspieges durch Brunnen konstatiert wurde. Hier haben wir es immer mit durchlässigem Schotter und Sand — der wasserführenden Schichte — zu tun, in welcher der Grundwasserspiegel mit verhältnismäßig größerer Geschwindigkeit sich in einer parabelähnlichen Fläche zum tiefern Brunnenwasserspiegel herabsenkt.

Die Basis dieses parabolischen bezw. hyperbolischen Depressionskegels ist in ebenem Terrain eine kreisähnliche, in stark geneigtem Terrain bezw. bei starkem Grundwassergefälle eine ellipsenförmige Fläche.

Bei der durch den Drainstrang herbeigeführten Depression sind jedoch die Verhältnisse ganz andere. In dem meist dichteren Bodenmaterial ist die Zuflußgeschwindigkeit des Wassers zu den Fugen der Drainrohre eine sehr geringe, gegenüber der Abflußgeschwindigkeit in den Röhren selbst. Das abgesenkte Wasser wird in erster Linie auch parallel neben oder über dem Rohrstrange abfließen und nach und nach in die Fugen der Drainrohre eintreten. Bei allzu großem Gefälle der Drainstränge wurde wiederholt konstatiert, daß insbesondere bei durchlässigerem Materiale das Wasser neben dem Rohrstrange ganze Kanäle ausgewaschen und oft den Rohrstrang unterwaschen hat.

Der Vorgang der Wasserbewegung im drainierten Boden ist daher ein ziemlich komplizierter und lange noch nicht klar gestellter, nachdem genaue und zahlreiche Untersuchungen für die verschiedenen Verhältnisse bisher mangeln. Diese Untersuchungen können mit Rücksicht auf die Mannigfaltigkeit nur durch die in der Praxis stehenden Kulturingenieure systematisch durchgeführt werden und wäre die Vornahme derselben dringend zu wünschen.

Heute ist man leider noch gezwungen, sich bei der Projektsverfassung an die generellen Resultate der praktischen Erfahrungen anzulehnen, und ist es angeraten, diesbezüglich die Wirkungen in verschiedenen Bodenarten an ausgeführten Beispielen zu studieren. Die in diesem Falle bisher angestellten Beobachtungen haben gewisse Grenzwerte geliefert, welche im allgemeinen bei mangelnder lokaler Erfahrung bei der Projektierung verwendet werden

können. Nach Wäge soll bei einer Draintiefe von 1,25 m die Entfernung der Saugdrains betragen:

1. für Tonboden (Letten), welcher 50 % abschlämmbare Teile enthält . . . . 9,50—11,30 m,
2. „ Lettenboden im Gebirge und regenreichen Gegenden 7,50— 9,50 „
3. „ Lehmboden mit 20—30 % abschlämmbaren Teilen . 11,30—18,00 „
4. „ lehmigen Sandboden (10—20 % abschlämmbare Teile) 18,00—22,50 „
5. „ grobkörnigen Sandboden mit weniger als 10 % abschlämmbaren Teilen . . . . 22,50—36,00 „

Saatz nimmt

1. für die schwersten Lettenböden . . . . 10—12 m,
2. „ milde Letten- (Ton-) Böden und kräftige Lehmböden . . 12—16 „
3. „ sandige Lehmböden . . . . 16—20 „
4. „ Sandböden . . . . 20—24 „
(ausnahmsweise 30 m).

Vincent nimmt als Entfernung bei gewöhnlichen nassen, lehmigen Böden bei 1,25 m Draintiefe die 12fache Tiefe, also 15—16 m an, und geht bei durchlassenden Böden bis zur 15fachen Tiefe, also 18—19 m.

Leclerc wählt für Moor- und Torfboden eine Entfernung von 11—14 m.

John gibt für 1,25 m Tiefe nachstehende Entfernung der Saugdrainstränge an:

1. für schweren Lettenboden . . . . 7,5 m,
2. „ mittleren Lettenboden . . . . 9,5 „
3. „ fetten Lehmboden . . . . 11,3 „
4. „ mageren Lehmboden . . . . 15,0 „
5. „ sandigen Lehmboden . . . . 18,8 „
6. „ leichtere Sandböden . . . . 25—36,0 „

John geht für sehr feuchtes Klima bei schweren Lettenböden sogar bis 6,5 m.

Ich habe aus eigener Erfahrung in einzelnen, wohl sehr seltenen Fällen die kleinste Entfernung mit 6 m angenommen. Von diesem Ausnahmefall abgesehen, bewegen sich die Grenzen somit zwischen den Zahlen 8 und 36 m. Mit Bezugnahme auf die verschiedene Entfernung der Saugstränge bei Längs- und Querdrainage wurden seitens anderer Kulturtechniker nachstehende Maße anempfohlen:

Tabelle über die Entfernung der Saugstränge b bei $t = 1,25$.

Bodengattung:				b m	
				Längsdrainage	Querdrainage
Tonboden, strenger	abschlämmbare Teile		über 75 %	10 m	10—15 m
„ gewöhnlicher	„	„	50—75 „	10—12	10—15
Lehmboden, schwerer	„	„	40—50 „	12—14	12—18
„ gewöhnlicher	„	„	30—40 „	14—16	14—21
„ sandig	„	„	20—30 „	16—20	17—25
Sandboden, lehmig	„	„	10—20 „	20—24	21—30
„ mild	„	„	bis 10 „	24—30	25—35

Landesingenieur Kopetzky in Prag als Vorstand des pedologischen Landes-Laboratoriums hat nachstehende Werte für b aufgestellt:

Tabelle über die Entfernung der Saugstränge b bei $t = 1{,}30$.

Bodengattung:		$b =$
Schwere Ton- und Lettenböden — tonige Teile (Gewichtsteile) mehr als	55 %	8—9 m
Feinsandige Tone	55—40 „	9—10
Sandige oder lehmige Tonböden	40—25 „	10—12
Festgelagerte Lehmböden oder sandige, lehmig-tonige Bodenschichten	25—15 „	12—14
Merklich sandige oder feinsandige Lehmböden	15—7 „	14—16
Stark sandige Lehmböden, stark lehmige oder humose Sandböden	7—2 „	16—18
Schwach lehmige oder schwach humose Sandböden	unter 2 „	18—20
Sand		20—24

Wird der Prozentsatz der abschlämmbaren Teile als allein maßgebend und die in normalen Fällen einzuhaltenden Grenzen b zwischen 8 und 30 m als feststehend angenommen, so würden sich, in abgerundeten Zahlen ausgedrückt, nachstehende Entfernungen der Saugdrains ergeben:

Abschlämmbare Teile in Gewichtsprozenten	Boden-kategorie	Entfernung b in Metern
1. 100—80	Tonböden	8—10
2. 80—60		10—12
3. 60—40	Lehmböden	12—14
4. 40—30		14—16
5. 30—20		16—18
6. 20—10	Sandböden	18—24
7. 10—0		24—30

In jenen Fällen, in welchen in bezug auf die angenommene Drainagetiefe 2 oder mehrere verschiedene Bodenschichten in Betracht kommen, wird man bei gleicher Mächtigkeit einen Durchschnitt obiger Werte für b wählen,

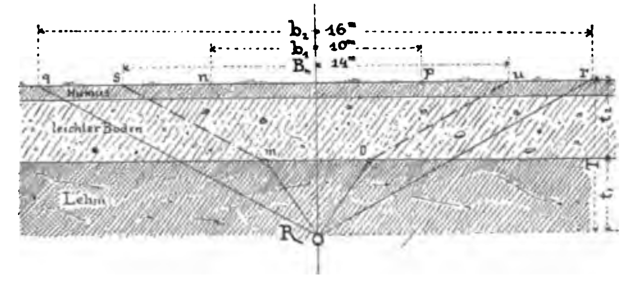


Fig. 265. Bestimmung der Drainstrangentfernung nach Blauth.

bei vorherrschendem Überwiegen der Mächtigkeit der untersten bündigsten Schichte diese allein berücksichtigen. Oberingenieur Dr. Blauth in Lemberg wendet im ersteren Falle nachstehendes graphische Verfahren an (Fig. 265). Es seien auf die gesamte Tiefe T zwei Schichten zu durchteufen; die obere von der Mächtigkeit t_2 entspräche ihrer größeren Durchlässigkeit wegen einer

Entfernung $b_2 = 16$ m, die untere Tonbodenschichte, welche auf t_1 m durchfahren wird, einem $b_1 = 10$ m. Blauth zieht nun vom Drainrohr R aus die Linien Ru und Rp entsprechend dem Abstande $b_1 = 10$ m, ferner Rq und Rr entsprechend $b_2 = 16$ m. Von m und o aus werden Parallele ms und ou zu Rq bezw. Rr gezogen, so erhält er in su die anzunehmende mittlere Entfernung des Saugdrains, z. B. $B_m = 14$ m.

Was speziell die **Drainierung von festeren Moorböden** anbelangt, soweit eine solche überhaupt in Aussicht genommen ist, so können die für die Abfuhr des Wassers bestimmten unterirdischen Kanäle und Durchflußöffnungen auf verschiedene, jedoch immer nur unvollkommene Weise geschaffen werden.

Die einfachste Art bei festem Moorboden besteht in dem Aushube eines 30/30 cm Schlitzes und Bedecken desselben mit einem dichten Moorerdeziegel (ähnlich wie die Erddrains, Fig. 261). Eine zweite Art ist die Stangen- oder Lattendrainage, bestehend in der Schichtung von Quer- und Längsrundhölzern (Stangenholz) in dem 40/40 cm untersten Schlitz oder die Aufstellung von kreuzweise gelagerten Prügeln als Böcke, worauf das Stangenholz der Länge nach als Decke gelegt wird (ähnlich der Fig. 259).

Eine in Hannover übliche Art ist auch die sogen. Freistatter Hochmoordrainage mit Klappböschungen. Der obere Teil des 0,30 m breiten, senkrecht ausgehobenen Grabens wird nach erfolgter Absenkung des Wasserspiegels und teilweiser Austrocknung und Senkung des Moores bedeutend breiter und grabenartig geböscht derart ausgehoben, daß dieser obere Graben eine Sohlenbreite von ca. 0,9 m erhält. Mittels 70 cm langer Torfmesser werden nun beiderseits des 0,30 m breiten senkrechten Schlitzes an den Endpunkten der Grabensohle Torfstreifen von 0,70 m Höhe und 0,30 m Dicke vom Moorgrunde getrennt, in diese Schnittflächen 2 m lange Klappbretter eingeschoben und diese nun gegenseitig zusammengedrückt, wodurch sich auch die Torfstreifen gegeneinander neigen und zum Schlusse eine spitzbogenähnliche Durchflußöffnung übrig lassen. Der leere Raum bis zum Terrain wird mit Torfziegel gut ausgefüllt, damit die zusammengebogenen Torfstreifen nicht wieder auseinanderklappen können. — Skizzen zu dieser Methode siehe Öster. Moorzeitung, No. 1, Jahrg. 7 (1906).

Im allgemeinen wird der Anfänger, insbesondere bei Wiesendrainagen, die Entfernung vorsichtshalber größer nehmen und, wenn nicht genügend, später noch Zwischenstränge einschalten, damit insbesondere die Wiesen nicht schon von vornherein zu trocken gelegt werden.

f) Berechnung der Drainstrangdimensionen.

Die Berechnung einer Drainagerohrleitung darf in erster Linie nicht wie bei einer Druckrohrleitung vorgenommen werden, da die Röhren höchstens voll, jedoch nie unter Druck fließen dürfen, weil das Materiel einen solchen nicht verträgt. Andererseits kann man einen Drainrohrstrang auch nicht ganz gleich wie eine sogen. „offene" Leitung aus Steinzeug- oder Zementröhren rechnen, da die Reibung alle 30 cm (bei jeder Stoßfuge) eine größere als in dem Rohre selbst ist und da auch bei jeder Stoßfuge ein Neueintritt von

Wasser erfolgt. Man hat in dieser Richtung direkte Versuche angestellt und diese Resultate den Berechnungen zugrunde gelegt. Nachdem das pro Sekunde durch ein Rohr abzuführende Wasserquantum $Q = F \cdot v$, d. h. die Fläche mal der Geschwindigkeit ist, und der erstere Faktor F bei gegebenem Durchmesser bekannt ist, so wird es sich also zunächst darum handeln, die Geschwindigkeit v zu finden.

1. Geschwindigkeit in den Drainröhren. Nach Möllendorf, Wäge und John beträgt die mittlere Geschwindigkeit im Rohre

$$v = 3{,}59 \sqrt{\frac{46{,}5 \cdot d \cdot h}{l + 46{,}5\, d}},$$

wobei d den Durchmesser, h das Gefälle des Rohrstranges auf die Länge l in Metern bedeutet, eine Form, die der Eitelweinschen Formel für Druckröhren $v = 26{,}44 \sqrt{\frac{h \cdot d}{l + 54\, d}}$ sehr ähnlich ist. Die Versuche, aus welchen diese Formel abgeleitet wurde, erstreckten sich jedoch nur auf kurze Stränge, daher diese Formel in ihrer Anwendung auf die Praxis nicht verläßlich ist. Entsprechender ist die der allgemeinen Form $v = c\sqrt{RJ}$ angepaßte, von Professor Gieseler aufgestellte Formel $v = \mathbf{20}\sqrt{dJ} = \mathbf{20}\sqrt{\frac{d \cdot h}{l}}$, wobei das Gefälle $J = \frac{h}{l}$ ist und das $R = \frac{F}{u}$ durch den Rohrdurchmesser d einerseits und dem Werte des Koeffizienten c andererseits ausgedrückt erscheint. Die in den Rohrsträngen erzeugte Geschwindigkeit muß eine solche sein, daß der durch die Stoßfugen eintretende feine Sand, Tonschlamm und dergl. vom Wasser mitgeführt wird, also in den Röhren nicht zur Ablagerung gelangen kann, was ein Verstopfen der Röhren zur Folge haben würde. Für offene Wasserläufe haben wir als minimale Sohlen-Geschwindigkeiten für fetten Lehm $v_{min.} = 0{,}152$ und für Sand $v_{min.} = 0{,}305$ m angenommen; es wird also für Drainröhren das Mittel dieser beiden obern Zahlen genügen, d. h. wir werden als Minimal-Geschwindigkeit $v = 0{,}225$ m annehmen, um eine Verschlämmung zu verhindern. Bei dieser Annahme von $v_{min.} = 0{,}225$ m ergeben sich nachstehende notwendige Minimalgefälle der Röhrenstränge pro Mille. Nachdem $v = 20\sqrt{\frac{d \cdot h}{l}}$, so ist daraus

$$h_{min.} = \frac{v^2_{min.}\, l}{20^2 \cdot d} = \frac{0{,}225^2 \cdot 1000}{400 \cdot d} = \frac{0{,}126}{d_{meter}}, \quad h_{min.}\ {}^0/_{00} = \frac{\mathbf{0{,}126}}{d_{meter}}.$$

Daraus ergeben sich für die verschiedenen Rohrdurchmesser nachstehende Minimalgefälle:

(Siehe die Tabelle auf Seite 304.)

Zur Vermeidung der Ablagerung von Sinkstoffen werden wir sonach bei den Projekten den Saugdrains ($d = 40$ oder 50 mm) mindestens ein Gefälle $J_{min.} = 3\,{}^0/_{00}$, bei den Sammeldrains ($d = 65$—80 mm) $J_{min.} = 2\,{}^0/_{00}$, bei d 80—160 mm $J_{min.} = 1\,{}^0/_{00}$ und bei $d > 160$ $J_{min.} = 0{,}5\,{}^0/_{00}$ geben. Es bildet also **1**$^0/_{00}$ bei den normalen Röhrendrainagen bis 160 mm, bei den größten Sammeldrains bis 230 bezw. 250 mm jedoch **0,5**$^0/_{00}$ das überhaupt zulässige

Gefällsminimum, während ein Maximalgefälle $J_{max.} = 100^0/_{00}$ wegen Auswaschen der Fugen und des Untergrundes nicht überschritten werden soll.

Tabelle über die Minimalgefälle und das Minimalleitungsvermögen bei verschiedenen Rohrdurchmessern und bei Annahme von $v_{min.} = 0,225$ m.

Nummer des Drainrohres	Rohrdurchmesser		Minimalgefälle in Meter pro Mille $h^m = \frac{0,126}{d^m}$	Rohrquerschnitt $F = \frac{d^2\pi}{4}$ in m²	$Q_{sec.} = \frac{d^2\pi}{4} \cdot v_{min.}$ in Litern
	mm	Zoll			
1	40	$1^1/_2$	3,2	0,00126	0,28
2	50	2	2,5	0,00196	0,44
3	65	$2^1/_2$	2,0	0,00332	0,75
4	80	3	1,6	0,00502	1,13
5	100	4	1,3	0,00785	1,77
6	130	5	1,0	0,01327	2,98
7	160	6	0,8	0,02010	4,52
8	200	$7^1/_2$	0,56	0,03141	7,07
9	250	$9^1/_2$	0,50	0,04875	11,0

2. Die maximale Größe des zu entwässernden Drainagegebietes. Bei Annahme von $v_{min.} = 0,225$ m und dem Minimalgefälle wird sich nun weiter für die verschiedenen Rohrdurchmesser die maximale Entwässerungsfläche entwickeln lassen. Nehmen wir als maximal abzuführendes Bodenwasserquantum zuerst den ungünstigeren Fall, also $Q = 0,80$ **sl.** an, welches Quantum pro Hektar durch die Drainage abzuführen ist.

I) $Q = 0,80$ sl.

Nachdem für $d = 40$ mm das Minimalleitungsvermögen laut voriger Tabelle $Q = 0,28$ sl. ist, so wird also durch Röhren von $d = 40$ mm beim minimalsten Gefälle folgende Fläche A entwässert werden können. Es verhält sich 0,80 sl. : 1 ha = 0,28 sl. : A, daraus ist $A = \frac{0,28 \text{ sl.}}{0,80} = 0,35$ ha.

Wir erhalten dementsprechend nachstehende Zusammenstellung:

Rohr No. 1 $d = 40$ mm, $A = \frac{0,28}{0,80} = 0,35$ ha.
„ „ 2 $d = 50$ „ $A = \frac{0,44}{0,80} = 0,55$ „
„ „ 3 $d = 65$ „ $A = \frac{0,75}{0,80} = 0,94$ „
„ „ 4 $d = 80$ „ $A = \frac{1,13}{0,80} = 1,41$ „
„ „ 5 $d = 100$ „ $A = \frac{1,77}{0,80} = 2,21$ „
„ „ 6 $d = 130$ „ $A = \frac{2,98}{0,80} = 3,72$ „
„ „ 7 $d = 160$ „ $A = \frac{4,52}{0,80} = 5,65$ „
„ „ 8 $d = 200$ „ $A = \frac{7,07}{0,80} = 8,84$ „
„ „ 9 $d = 250$ „ $A = \frac{11,0}{0,80} = 13,75$ „

Es wird also bei Vorhandensein eines Minimalgefälles von $J = 3\,^0/_{00} = 0{,}003$ mit den Saugdrains $d = 40$—50 mm höchstens $^1/_2$ ha entwässert werden können, während Sammeldrains von $d = 65$ mm ca. 1 ha, Sammeldrains von $d = 80$ mm ca. $1^1/_2$ ha und die normal größten Sammeldrains mit $d = 160$ mm in diesem Falle eine Fläche von ca. $5^1/_2$ ha $= \frac{5{,}6 \cdot 5}{\cdot 5} = 9$ österr. Katastraljoch, die größten überhaupt erzeugten Sammeldrains von 250 mm Durchmesser jedoch eine Fläche von ca. 14 ha = 23 österr. Katastraljoch entwässern. (1 ha = 5 österr. Metzen, 1 österr. Katastraljoch = 3 Metzen.)

3. Maximale Länge der Drainrohrstränge. Es sei $Q_{sec.}{}^{m^3}$ das von dem Drainrohrstrang vom Durchmesser d und bei dem Gefälle $J = \frac{h}{l}$ pro Sekunde abzuführende Wasserquantum in m³, weiter A^{ha} die Größe der von dem Rohrstrange zu entwässernden Fläche in Hektar. Nehmen wir weiter wieder den ungünstigsten Fall an, nämlich daß pro Hektar 0,8 sl. abzuführen sind, d. h. es wäre für $A = 1$ ha $Q_{sec.} = 0{,}0008$ m³, so haben wir für andere Flächenverhältnisse folgende Proportion:

$$A^{ha} : Q^{m^3} = 1 \text{ ha} : 0{,}0008 \text{ m}^3 \text{ oder } A^{ha} = \frac{1}{0{,}0008} \cdot Q^{m^3}.$$

$$\mathbf{A^{ha} = 1250\, Q^{m^3} = 1{,}25\, Q^{sl.}}$$

Ist A bestimmt und ist $A^{m^2} = L^m . b^m$, so resultiert daraus die maximale Länge $L^m = \frac{A^{m^2}}{b^m}$, wobei A^{m^2} die Größe der zu entwässernden Fläche, b^m die Entfernung der Drainrohrstränge bedeutet (Fig. 266). Man kann nun für die verschiedenen Rohrdurchmesser Tabellen berechnen, aus welchen bei verschiedenen Gefällen und Drainrohrstrangentfernungen die anderen Rechnungsfaktoren zu ersehen sind.

Fig. 266.

Rechnungsbeispiel. Nehmen wir beispielsweise den Saugdrain mit $d = 40$ mm an, weiter $v_{min} = 0{,}225$ m nach der Formel $v = 20\sqrt{d \cdot \frac{h}{l}}$ und $Q = 0{,}8$ sl. pro Hektar und Sekunde als maximal abzuführende Wassermenge, so haben wir allgemein $Q = fl \cdot v$. Es ist für $d = 0{,}04$: $fl = \frac{d^2\pi}{4} = 0{,}00126$ m²; sei weiter $l = 1000$ m (pro Mille), so ist

$$Q^{m^3} = fl \cdot 20\sqrt{d \cdot \frac{h}{l}} = 0{,}00126 \cdot 20\sqrt{\frac{0{,}04}{1000} \cdot h} = 0{,}000158\sqrt{h}$$

oder $\mathbf{Q^{sl.} = 0{,}158\sqrt{h}}$ und $\mathbf{v = 0{,}129\sqrt{h}}$. Wir erhalten also allgemein für $Q_{max.} = \mathbf{0{,}8\ sl.}$ die zu entwässernde Fläche $A^{ha} = \mathbf{1{,}25\ Q^{sl.}}$ und weiter $L^m = \frac{A^{m^2}}{b^m}$, endlich aus $Q^{sl.} = 0{,}158\sqrt{h}$ das Gefälle pro Mille

$$h = \frac{Q^2}{0{,}158^2} = \frac{Q^{2\,sl.}}{0{,}025}.$$

Nach diesen Formeln ergibt sich für einige Gefälle und bei Annahme von $b = 8$—40 m und $d = 40$ mm nachstehende Tabelle der maximalen Saugstranglängen.

Rechnungsfaktor:	Gefälle h pro Mille					
	3	4	5	10	50	100
Zulässige Länge L^m: $b = 8$ . .	425 m	500 m	550 m	775 m	1750 m	2587 m
$b = 10$ . .	340	400	440	620	1400	1970
$b = 20$ . .	170	200	220	310	700	985
$b = 40$ . .	85	100	110	155	350	492
Geschwindigkeit V^m	0,223	0,258	0,289	0,408	0,912	1,29
Abflußmenge $Q^{sl.}$	0,27	0,32	0,35	0,50	1,12	1,58
Entwässerte Fläche A^{ha} . . .	0,34	0,40	0,44	0,62	1,40	1,97

Aus der Tabelle ist zu ersehen, daß die maximale zulässige Länge der Drainstränge schon bei $d = 40$ mm (als kleinster, wegen Verhinderung der Verstopfung zu wählender Durchmesser) eine so große ist, wie dieselbe aus praktischen Rücksichten nicht gewählt wird, nachdem man in der Praxis die Saugdrains höchstens 150—200 m lang zu machen pflegt. Es werden somit als Saugdrains nie größere Kaliber als 40—50 mm genommen werden müssen.

Nehmen wir als pro Hektar abzuführendes maximales Quantum, statt wie in den eben durchgeführten Rechnungen mit 0,8 sl., nun

II) $Q = 0,65$ sl.

an, wie dies in unserem Flach- und Hügelland in den meisten Fällen genügen wird, so werden die Rechnungsresultate eine teilweise Änderung erfahren.

Wir erhalten wie früher: $v = 20\sqrt{d.\frac{h}{l}}$, $v_{min.} = 0,225$ m, daraus Gefälle $h_{min.}$ pro Mille $= \frac{0,126}{d^m}$. Es ist ferner das maximale Entwässerungsgebiet $A = \frac{Q_{min.}{}^{sl.\,1)}}{Q_{max.}}$, somit für

$$d = 40 \text{ ist } A = \frac{0,28^{1)}}{0,65} = 0,43 \text{ ha.}$$
$$d = 50 \;\text{"}\; A = \frac{0,44}{0,65} = 0,68 \;\text{"}$$
$$d = 65 \;\text{"}\; A = \frac{0,75}{0,65} = 1,15 \;\text{"}$$
$$d = 80 \;\text{"}\; A = \frac{1,13}{0,65} = 1,73 \;\text{"}$$
$$d = 100 \;\text{"}\; A = \frac{1,77}{0,65} = 2,72 \;\text{"}$$
$$d = 130 \;\text{"}\; A = \frac{2,98}{0,65} = 4,58 \;\text{"}$$
$$d = 160 \;\text{"}\; A = \frac{4,52}{0,65} = 6,95 \;\text{"}$$
$$d = 200 \;\text{"}\; A = \frac{7,07}{0,65} = 10,88 \;\text{"}$$
$$d = 250 \;\text{"}\; A = \frac{11,0}{0,65} = 16,92 \;\text{"}$$

1) Das dem Minimalgefälle entsprechende $Q^{sl.}$

Wir haben weiter allgemein die Proportion: $A^{ha} : Q^{sl.} = 1$ ha : 0,65 sl., daraus $A^{ha} = \frac{1}{0,65} \cdot Q^{sl.} = \mathbf{1{,}54}\ Q^{sl.}$ und $L^m = \frac{A^{m^2}}{b^m}$ wie früher.

Statt der Tabellen lassen sich nun viel praktischer die Resultate der Berechnungen graphisch darstellen und erhält man das nachstehende Graphikon (Tafel No. VIII) für $Q = 0{,}65$ sl. pro Hektar abzuführendes Wasserquantum.

Die Abszissenachse bildet die Gefälle der Drains, die untere in $^0/_{00}$ (1—100 $^0/_{00}$), die obere in den entsprechenden Verhältniszahlen 1 : 100—1 : 10. Auf der Ordinatenachse ist links die Größe der Flächen in Hektar, rechts die diesen Flächen entsprechende Wassermenge angegeben, auf Grund der Annahme, daß 1 ha einem $Q = 0{,}65$ sl. entspricht. Ein zweites Netz schief liegender Linien gibt die Geschwindigkeiten ($v = 0{,}15$—2,0 m) und die lichten Rohrdurchmesser ($d = 3$—25 cm) an. Der Gebrauch dieses Graphikons ist nun folgender: Wir hätten für eine Fläche von $A = 10$ ha bei einem vorhandenen Gefälle von 20 $^0/_{00}$ = 1 : 50 den entsprechenden Rohrdurchmesser zu suchen. Wir suchen den Durchschnittspunkt der horizontalen Linie zwischen 10 ha und 6,5 sl. mit der Vertikallinie 20 $^0/_{00}$; derselbe liegt zwischen $d = 9$ und 10 cm, entspricht also einem Rohrdurchmesser von 9,5 cm. Nachdem derselbe in den Fabriken nicht erzeugt wird, so ist der nächst größere fabriksmäßig erzeugte Drainrohrdurchmesser von $d = 10$ cm zu wählen. Demselben entspricht im vorliegenden Falle eine Durchflußgeschwindigkeit von $v = 0{,}9$ m. Das vollfließende Rohr wird also $Q = F \cdot v = 0{,}0078\ m^2 \cdot 0{,}9\ m = 0{,}007\ m^3 = 7$ sl. abführen. Nachdem die Röhren in der Praxis als nicht vollfließend anzunehmen sind, so ist die Wahl des dem gefundenen Durchschnittspunkte nächst gelegenen größeren Durchmessers gerechtfertigt. Aus diesem Graphikon ist weiter zu entnehmen: Der Schnittpunkt von $A = 0{,}7$ ha und dem minimal zulässigen Gefälle $h = 3\ ^0/_{00}$ ergibt einen Saugdraindurchmesser von $d = 5$ cm und die minimale Geschwindigkeit ca. $v = 0{,}22$ m. Ferner bei Annahme von $v_{min.} = 0{,}225$ m wird ein Saugdrain von $d = 4$ cm nur eine Fläche von $A = 0{,}44$ ha entwässern, wobei jedoch das minimale Gefälle $h = 4{,}4\ ^0/_{00}$ sein muß.

Berücksichtigt man, daß die in den Drainrohren erzeugte Geschwindigkeit womöglich 1 m nicht überschreiten soll, nimmt man also $v_{max.} = 1{,}0$ m an, so erhält man für den normal größten fabriksmäßig bei uns erzeugten Sammeldraindurchmesser $d = 16$ cm eine zu entwässernde Fläche $A = 30$ ha bei einem Gefälle $h = 14\ ^0/_{00}$. Mit Zugrundelegung obigem $v_{max.} = 1$ m resultieren daher die beiläufigen nachstehenden maximalen Gefälle, welche nicht überschritten werden sollen:

	$d =$		$h =$		$A =$	
Für	40	mm,	90 $^0/_{00}$,		2	ha.
„	50	„	70	„	3	„
„	65	„	50	„	5	„
„	80	„	35	„	8	„
„	100	„	25	„	13	„
„	130	„	18	„	20	„
„	160	„	14	„	30	„
„	200	„	10	„	47	„
„	250	„	8	„	70	„

Die Annahme dieser Geschwindigkeitsgrenze, mit Rücksicht auf die dadurch tangierten Kosten der Drainage, ist wohl eine variable, je nach der Güte des Drainagerohrmateriales und der Beschaffenheit des Untergrundes und Sache der Praxis in den einzelnen Fällen die richtige bauökonomische rationelle Grenze zu finden und daher die übergroße Geltendmachung rein theoretischer Berechnungen nicht am Platze.

g) Berechnung der Sammeldrains.

Die Dimensionierung von Sammeldrains erfolgt durch Addition der Anzahl der in dieselben einmündenden Saugdrains oder sich vereinigender Drainsysteme, bezw. der von denselben zugeführten Wassermengen, und zwar erfolgt die Berechnung der Sammeldrains in nachstehender Weise:

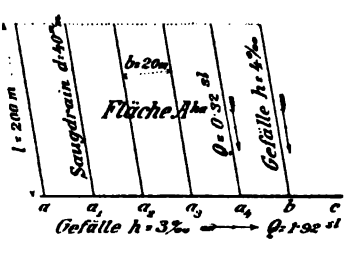


Fig. 267.

Wir nehmen an, es münden in den Sammeldrain ab (Fig. 267) 6 Saugdrains (mit $d = 40$ mm) ein, das Gefälle sei $h = 4\,^0/_{00}$. Für $Q = 0{,}8$ sl. pro Hektar abzuführende Wassermenge und bei $b = 20$ m ist $Q^{sl.} = 0{,}158\,\sqrt{h}$ $= 0{,}316$ sl., ferner $A^{ha} = 1{,}25\,Q^{sl.} = 1{,}25 \,.\, 0{,}316$ $= 0{,}3950$ ha und die zulässige Länge

$$L^m = \frac{A^{m^2}}{b^m} = \frac{3950 \text{ m}^2}{20 \text{ m}} = 197 \text{ m}$$

oder rund 200 m. Es beträgt also die durch den Sammeldrain ab zu entwässernde Fläche $A = 200 \,.\, 5 \,.\, 20 = 20000$ m² $= 2$ ha. Jeder Saugstrang gibt nach der Tabelle $Q = 0{,}32$ sl. ab, also 6 Stränge $Q = 6 \,.\, 0{,}32 = 1{,}92$ sl., welches Quantum der Sammeldrain in der Strecke bc abführen muß bei einem Gefälle von z. B. $h = 3\,^0/_{00}$. Bei $h = 3\,^0/_{00}$ und $d = 40$ mm führt das Rohr jedoch bloß 0,27 sl. ab, d. h. es müßte der Sammeldrain bei a bereits mit 50 mm Durchmesser beginnen. Bei $d = 50$ mm und $h = 3\,^0/_{00}$ ist $Q = 0{,}48$ sl.; der Sammeldrain $d = 50$ könnte also nur bis a_1 gehen. Für die Strecke $a_1 a_2$ ergibt sich ein notwendiges $Q = 2 \,.\, 0{,}32 = 0{,}64$ sl., für $d = 60$ mm ist $Q = 0{,}75$ sl., also der Durchmesser genügend; für die Strecke $a_2 a_3$ ergibt sich ein $Q = 3 \,.\, 0{,}32$ $= 0{,}96$ sl., für d = 80 mm ist $Q = 1{,}55$ sl., also auch genügend; für die Strecke $a_3 a_4$ ist $Q = 4 \,.\, 0{,}32 = 1{,}28$ sl., also $d = 80$ mm noch genügend, und für $a_4 b$ ist $Q = 5 \,.\, 0{,}32 = 1{,}60$ sl. Nachdem für $d = 80$ $Q = 1{,}55$ sl. entspricht, so müßte für die Strecke $a_4 b$ schon $d = 100$ genommen werden. Es ergeben sich somit für den Sammeldrain ab folgende Durchmesser:

Strecke $a a_1$ . . .	$d = 50$ mm,	Strecke $a_1 a_2$ . . .	$d = 60$ mm.
„ $a_2 a_4$ . . .	$d = 80$ „	„ $a_4 b$ . . .	$d = 100$ „

Münden auf der zweiten Seite auch Saugdrains ein, dann sind dieselben natürlich auch in gleicher Weise in Rechnung zu stellen und werden sich demgemäß obenstehende Sammeldraindurchmesser ändern.

h) Bauausführung von Röhrendrainagen.

a) Vorerhebungen.

Diese Vorerhebungen sind teils geognostischer und teils geodätischer Natur. Zu den ersteren gehört die Untersuchung des Bodens mittels Probe-

gruben oder Bohrlöchern und die Konstatierung der Bodenschichten, sowie die Höhenlage des Grundwasserspiegels. Zu den letzteren ist die nivelletische Aufnahme des Meliorationsterrains zu rechnen. In welcher Weise und in welchem Umfange diese Arbeiten durchzuführen sind, wurde andernorts bebereits besprochen.

b) Planherstellung.

Nach Fertigstellung der Vorerhebungen werden in eine Kopie des Katastralplanes des Meliorationsterrains (österr. Maßstab 1 : 2880) alle Daten eingetragen, insbesondere auch die Höhenkoten der Terrainpunkte. Was diese Höhenkoten anbelangt, so herrscht bei vielen Kulturtechnikern die Gepflogenheit, den höchsten Punkt des Terrains als Nullpunkt (Nivellement-Horizont) anzunehmen und alle Koten der anderen Punkte somit als negative Größen einzusetzen. Da es einerseits oft schwer ist, dem Auge nach den höchsten Punkt sofort herauszufinden und von hier aus als Null-Fixpunkt zu nivellieren, andererseits doch zwischen Plus- und Minus-Größen leicht Irrtümer einreißen können, so is für die Nivellements die Methode der Seehöhenbestimmung oder aber der positiveu Koten, wie solche seit den Eisenbahntrassierungen seit langer Zeit eingeführt wurde, anzuempfehlen. Die allgemein übliche Aufschreibung der Nivellements in eigenen vorgedruckten Nivellement-Notizbüchern ist nachstehende:

Nivellementsbuch.

Nivellement der Drainageanlage N. N.

Punkt No.	Distanz einzeln	Distanz zusammen	Visur in Metern rückwärts	Visur in Metern mittel	Visur in Metern vorwärts	Visurebene in Metern	Kote des Punktes in Metern	Anmerkung:
1	0	.	0,257	.	.	100,257	100,000	FP. Beschreibung der Lage.
2	40	.	.	1,532	.	.	98,725	
3	20	.	.	0,857	.	.	99,400	
4	40	100	.	.	1,624	.	98,633	
4	.	.	0,125	.	.	98,758	.	
5	100	200	.	.	3,145	.	95,613	

Sind alle annivellierten Punkte mit den zugehörigen Koten auf der Katastralmappenkopie eingetragen, so konstruiert man in erster Linie den Niveauschichtenplan (Horizontalkurven, Schichtenlinien) in der früher besprochenen Weise. Die Schichten werden bei steilem Terrain alle Meter, in flacherem Terrain alle $^1/_2$ m und in sehr flachem, ebenem Terrain alle $^1/_4$ m konstruiert. Nach Fertigstellung des Horizontalschichtenplanes beginnt man nun mit der Einzeichnung des Drainagerohrnetzes. Der bezügliche Vorgang wird ein teilweise verschiedener sein, je nachdem das Terrain ganz eben ist oder ein größeres Gefälle aufweist.

1. Einzeichnung des Drainagenetzes. Bei sehr ebenem, flachem Terrain, wo das Gefälle des Terrains kleiner ist als das Minimalgefälle der Saugdrains, also allgemein kleiner als $3^0/_{00}$, wird man in erster Linie in der Richtung der Talmulde (des Talweges) den Hauptsammeldrain projektieren

und hierbei das Hauptgefälle einerseits auf Basis der Höhenkote an der Ausmündungsstelle in den Bach, andererseits auf Grund der minimalen Tiefenlage von womöglich 1,15—1,25 m der Saugstränge am Beginne derselben bestimmen. Hierauf werden die einzelnen Drainsysteme mit den Nebensammeldrains und Saugdrains zu entwickeln und zu verteilen sein, wobei die Richtung der parallelen Saugdrains etc. derartig zu wählen ist, daß die Einmündung in den Sammeldrain nicht unter einem Winkel von 90°, sondern womöglich unter einem Winkel von 60—70° erfolgt. Bei senkrechten Einmündungen werden dortselbst eher Kontraktionen im Abfluß und Ablagerungen erzeugt, während bei zu spitzen Winkeln die Herstellung der Einmündung eine zu schwierige und gewöhnlich schlechte wird (Fig. 268). Nachdem in nahezu ebenem Terrain selbst die Schichtenlinien von $^1/_4$ zu $^1/_4$ m weit voneinander liegen (bei 1 $^0/_{00}$ Gefälle beispielsweise 250 m entfernt, gleich der praktisch maximalen Saugdrainlänge), so braucht bei Einzeichnung der Saugdrains auf dieselben keine Rücksicht genommen zu werden. Man wird jedoch, sobald die Anordnung der Drainsysteme hierdurch nicht wesentlich beeinflußt wird, die Richtungen von Feldwegen, Hauptparzellengrenzen etc. als für die Hauptrichtungen der Nebensammeldrains bestimmend berücksichtigen, sich jedoch sonst von der Lage und Richtung untergeordneter Teilparzellen gar nicht beeinflussen lassen. Auf Basis praktischer Erfahrungen macht man die Saugrohrstränge bei Längsdrainage zwischen 150 und 250 m lang, trotzdem nach Berechnung die zulässigen Grenzen vielfach größer sind. Bei obigen Grenzen ist die Wirkungsweise bei Längsdrainagen die günstigste.

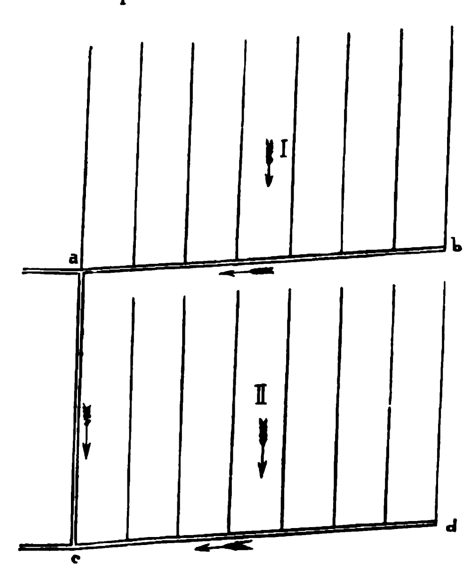


Fig. 268. Einzeichnung des Drainrohrnetzes bei sehr flachem Terrain.

Bezüglich der Ausführung der Drainagepläne werden die Schichtenlinien und Terrainkoten schwarz, die Drainstränge und Drainkoten zinnoberrot, die Wasserläufe und Wasserkoten mit blauer Farbe in den Plan eingezeichnet. In Deutschland ist für die Entwässerung (Drainage und Gräben) die blaue, für die Bewässerungsgräben die rote Farbenbezeichnung üblich, doch dürfte die umgekehrte Farbenwahl die logischere sein, also mit Rücksicht auf die überall blau angelegten offenen Wasserläufe auch die aus denselben abzweigenden Gräben mit frischem Wasser (Bewässerungsgräben) ebenfalls blau und alle das verbrauchte Wasser abführenden Entwässerungsgräben und Drainagestränge rot einzuzeichnen. Wird der Plan nur in schwarzer Farbe (Tusche) ausgeführt, so können die Saugdrains fein punktiert und gestrichelt, die Sammeldrains durch verschieden starke volle Linien unterschieden

werden. Fig. 269 zeigt die Bezeichnung der einzelnen verschieden großen Drainstränge in schwarzer Farbe. Weiter sind die Durchmesser der Röhren innerhalb einer Teilstrecke, welche durch ein Kreuz (×) zu fixieren ist, einzuschreiben, auch die Tiefenlage der Grabensohle unter dem Terrainpflock, event. auch noch das Gefälle in $^0/_{00}$ einzutragen (siehe Fig. 270). Ist das ganze Drainagenetz gezeichnet und beschrieben, so wird über diese Anlage ein schriftlicher Detail-Erfordernisausweis etwa in nachstehender Weise zusammengestellt (siehe S. 312).

Die Rohrstranglängen werden direkt mit dem Zirkel (am besten mit dem sogen. Hunderterzirkel) abgemessen und in den Ausweis eingetragen. Auf Basis der nun berechneten gesamten Rohrlängen wird für jeden Durchmesser der Erfordernisausweis zusammengestellt. Je nachdem in den Ziegeleien die Drainröhren 0,30 oder 0,33 m lang gemacht werden, hat man sich danach bei der Erfordernisberechnung zu richten. Nehmen wir $l = 0{,}33$ m, so entfallen pro lfd. m Drainstrang 3 Stück oder pro 100 m mithin 300 Stück Rohre.

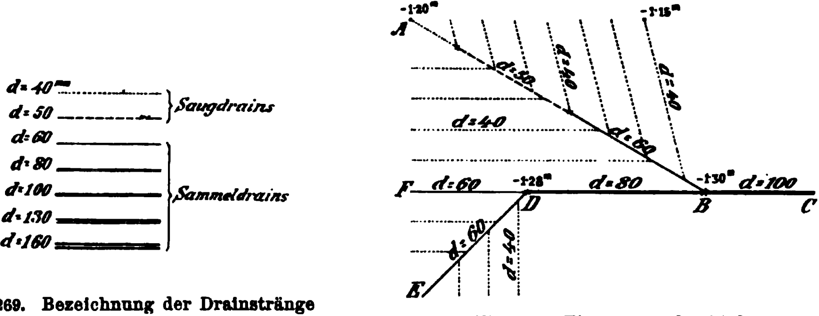


Fig. 269. Bezeichnung der Drainstränge in schwarzer Farbe.

Fig. 270. Eintragung der Maße.

Infolge unvermeidlicheu Bruches eines Teiles der Röhren beim Auf- und Abladen, Verlegen etc. muß, je nach der Güte des Materiales der Röhren, 4—7 $^0/_0$, im **Mittel 5 $^0/_0$** für Bruch zugeschlagen werden. Dies gibt somit ein Erfordernis von Drainageröhren für 100 lfd. m Rohrstrang von **315** Stück Drainrohren. Bei schlechtem Rohrmaterial, langen und schlecht erhaltenen Transportwegen und dergl. kann dieser Prozentsatz für Bruch auch bedeutend größer werden.

2. Konstruktion des Drainageplanes bei Terrain mit mäßigem Gefälle (stärkerem Gefälle als 3 $^0/_{00}$). In diesem Falle muß man sich soviel wie möglich dem Terraingefälle anpassen, um die normale Draintiefe von z. B. 1,25 m nicht zu überschreiten. Nach der Methode der Längsdrainage wird die Richtung der Saugdrains im allgemeinen senkrecht auf die Richtung der Schichtenlinien angenommen werden. Bei nicht kontinuierlicher Form der Schichtenlinien werden ideal gezogen gedachte Ausgleichslinien *a b* und *c d* angenommen und darauf senkrecht die Saugdrains gelegt werden (Fig. 271). In einer unten offenen, schluchtartigen Längsmulde wird der Sammeldrain *a b* in den Talweg dieser Mulde, die Saugdrains senkrecht auf die Schichtenlinien, jedoch schief auf die Sammeldrainrichtung eingezeichnet werden (Fig. 272). Ist die Terrainmulde ein ringsum abgeschlossenes Becken, dann kann die

Detailausweis der Rohrstranglängen für die Drainageanlage ....

Nummer der Abteilung (des Systems)	Nummer des Rohrstranges	Entfernung der Drainstränge in Metern	Gefälle der Rohrstränge pro Mille	Länge der Drainrohrstränge mit einem inneren Durchmesser in Millimetern: 40	50	65	80	100	130	160	200	250	Reserve für event. Sammelkanal etc.	zusammen m	Entwässerte Fläche jeder Abteilung m²	Entwässerte Fläche zuzummen m²	Anmerkung:
	Saugdrain	.															Mit Beziehung auf die Textfigur 267 (Berechnung der Sammeldrains). Jeder Sammeldrain kleinster Ordnung mit den zugehörigen Saugdrains bildet ein System, mehrere Systeme, die auf ein gemeinschaftliches Auslaufsobjekt event. einen Sammelbrunnen gravitieren, eine Abteilung.
I/1	1	20	Saugdrainstränge nach Terraingefälle (4 ‰)	200													
	2			200													
	3			200													
	4			200													
	5			200													
	6			200													
	Sammeldrain																
	$a\,a_1$		3,0		20												
	$a_1\,a_2$		3,0			20											
	$a_3\,a_4$		· 3,0				40										
	$a_4\,b$							20		.	.	.	.	1300	20 000		

Einzeichnung des Drainsystems etwa nach Fig. 273 erfolgen. Die Sammeldrains *AQ, ab, acd, eA, hfA* und *gf* gravitieren nach dem tiefsten Punkte *A*, an welchem ein Sammelschacht angelegt werden kann, aus welchem sodann die Ableitung des Wassers durch einen Vorflutsammeldrain *AB* mit dem Gefälle gegen *B* erfolgt. In diesem Falle wird der untere Teil des Sammeldrains *AB* (gegen *B* hin) so lange abnormal tiefer liegen, bis er wieder eine niedriger als die in dieser Figur gezeichnete mittlere Schichtenlinie gelegene Horizontalkurve erreicht (siehe Schnitt *MN*). Es muß weiter im allgemeinen beobachtet werden, daß die zu beiden Seiten des Sammeldrains gelegenen Saugdrains immer abwechselnd, also nie an einem gemeinschaftlichen Punkte einmünden, weil sich sonst die Verbindungen beider nicht entsprechend herstellen lassen. Bei Terrainrücken kann die Anordnung der Drainsysteme in ähnlicher Weise erfolgen, wie dies durch Fig. 274 veranschaulicht wird.

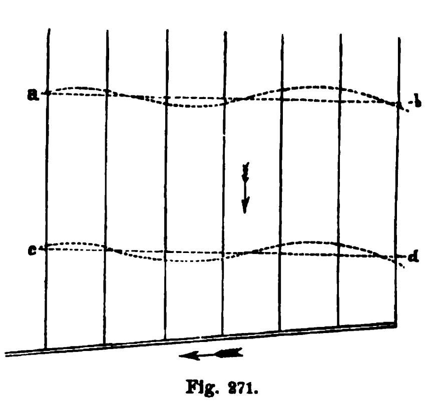


Fig. 271.

In manchen Fällen kann sich die Beschaffenheit des Untergrundes derart ändern, daß in den tiefer gelegenen Partieen die Entfernung der Saugdrains verringert werden muß. Diesem Umstande kann nur dadurch Rechnung getragen werden, daß entweder zwei getrennte Systeme I und II mit verschiedenen Saugdrainentfernungen projektiert werden (Fig. 275) oder aber der untere nassere Teil durch Einschaltung kurzer Saugdrains eine kräftigere Entwässerung erfährt (Fig. 276). Bezüglich des Verlaufes des Drainstranggefälles wird derselbe zumeist ein kontinuierlicher oder bei Wechsel des Terraingefälles ein sich demselben anpassender sein. Der Drainrohrdurchmesser der Saugstränge wird in der Regel, unabhängig von einem Terraingefällwechsel, der gleiche bleiben. Es kommt jedoch auch vor, daß seitens mancher Projektanten der Saugdrain in der oberen 30—40 m langen Strecke aus 40 mm, in der weiteren Strecke aus 50 mm weiten Röhren gebildet wird. (Siehe die ungarische Querdrainageanlage Fig. 284 und 285.) Abgesehen davon, daß in den meisten Ländern mit 50 mm Saugdrains der größeren Kosten wegen nicht

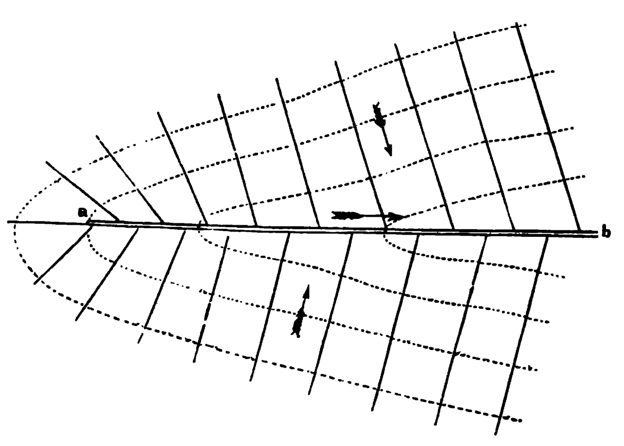


Fig. 272. Drainsystem in einer offenen Längsmulde.

drainiert wird, obwohl dies, wo tunlich, nur wärmstens anempfohlen werden muß, tritt bei Änderung des Rohrdurchmessers bei stärkerem Gefälle die Notwendigkeit heran, diesen Übergang besonders solid herzustellen. Die eben

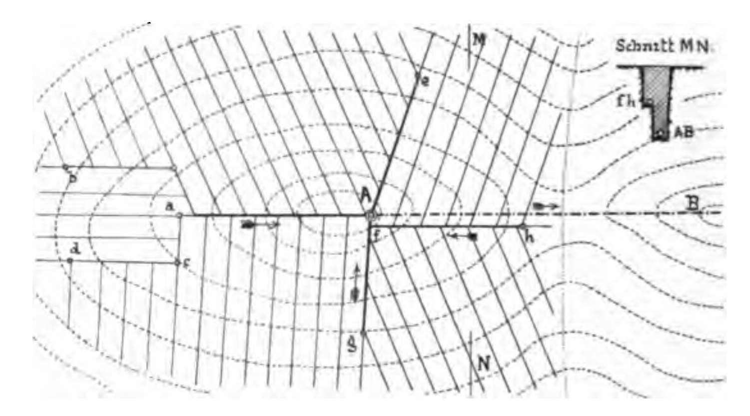


Fig. 273. Drainsystem auf abgeschlossenen Mulden (Becken).

besprochene Art der Drainierung durch Überziehung der Meliorationsfläche mit einer Anzahl Systeme von parallel gelegenen Saugsträngen wird kurzweg Paralleldrainage genannt.

Von dieser Methode unterscheidet sich die sogenannte Einzel- oder Partialdrainage dadurch, daß in dem Falle, als nicht die ganze Meliorations-

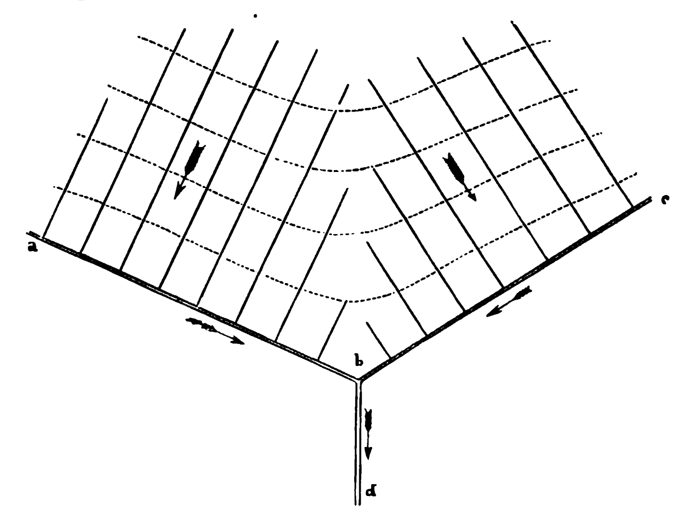


Fig. 274. Drainsystem auf einem Terrainrücken.

fläche einer mehr oder weniger gleich intensiven Entwässerung bedarf, sondern bloß einzelne zu nasse Partieen (Quellen etc.) sich auf derselben befinden, nur einzelne Saugstränge in beliebiger Richtung angelegt werden, welche das Wasser dieser sumpfigen Stellen einem gemeinschaftlichen Sammeldrain zuführen (Fig. 277). Befindet sich im Talwege ein offener Graben oder ein

Wasserlauf, dann werden die Sammeldrains zu beiden Seiten mehr oder weniger parallel zu diesem event. zu regulierenden Graben in entsprechender

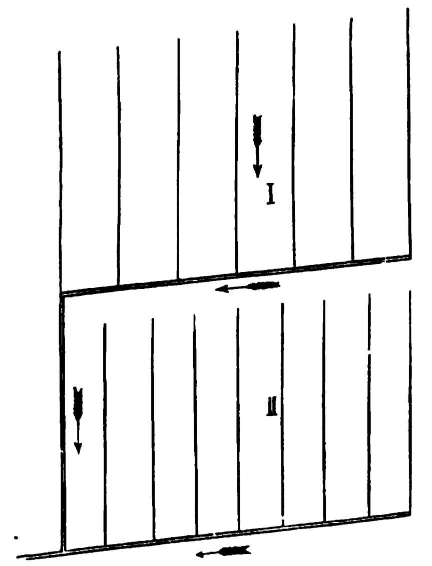


Fig. 275. Drainsystem mit verminderter Entfernung der Saugdrains am unteren Teile.

Fig. 276. Drainsystem mit Einschaltung kurzer Saugdrains.

Entfernung (gleich der gewählten Entfernung der Saugdrainstränge) gelegt. Aus Fig. 278 ist die Art der Projektierung einer solchen Anlage im Ausmaße

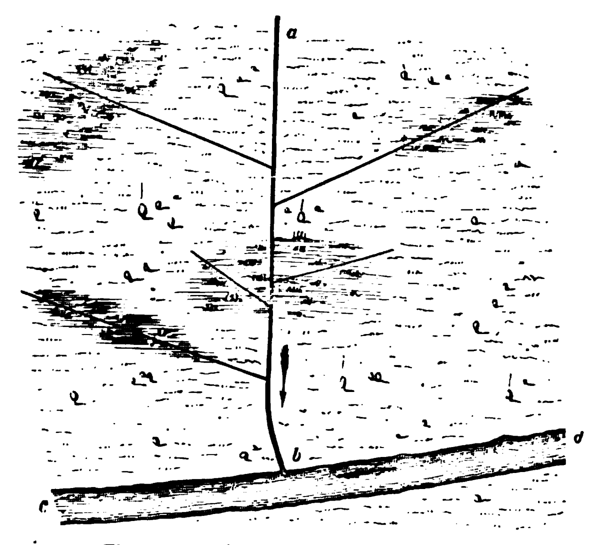


Fig. 277. Drainierung von quelligem Boden (Einzel- oder Partialdrainage).

von ca. 20 ha zu ersehen. Behufs rascher Abwässerung des Meliorationsterrains von den überschüssigen Meteorwässern wurde auch neben dem Bache

cdk und *egi* noch ein System offener Gräben *ld, di* gelegt. Parallel zu diesen oder zu vorhandenen Feldwegen werden die Sammeldrains zu legen sein.

Sind einzelne größere Partieen der Meliorationsparzellen infolge höherer isolierter Lage oder aus anderen Gründen nicht entwässerungsbedürftig, so werden dieselben gewöhnlich durch eine blau gestrichelte Linie auf dem Schichtenplane früher ausgeschieden, bevor mit der Einzeichnung der Drain-

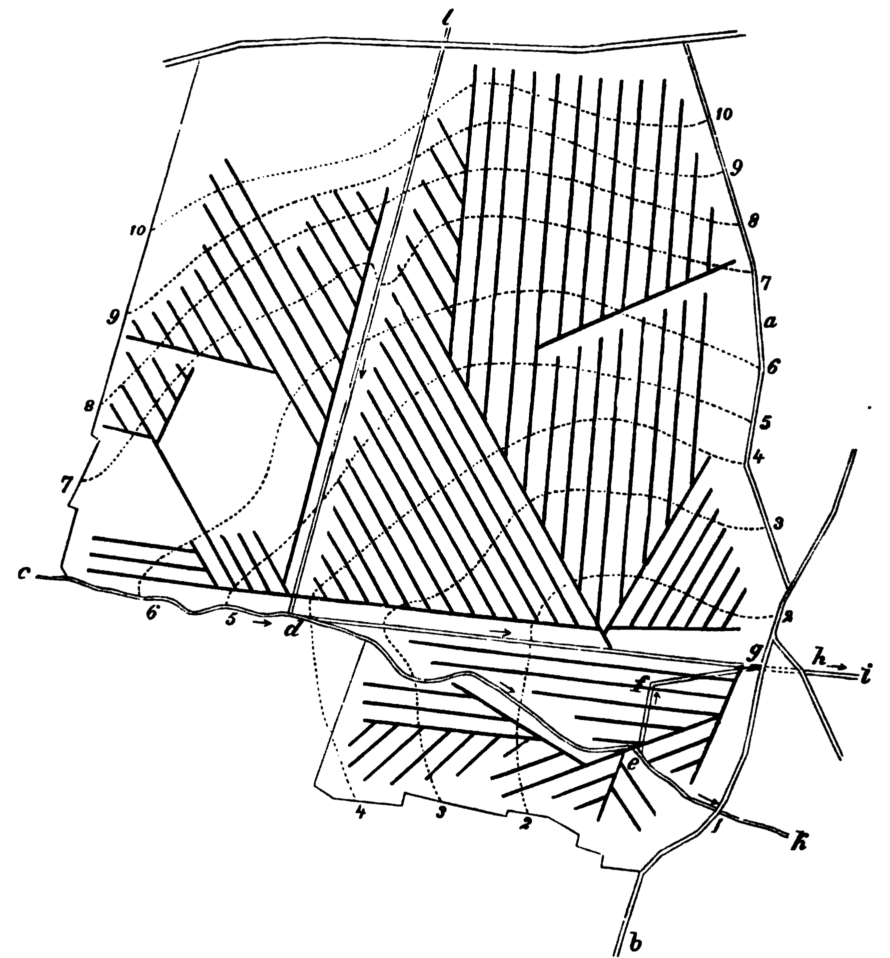


Fig. 278. Beispiel einer Längsdrainage, verbunden mit offenen Gräben.

systeme begonnen wird. Aus Fig. 279 ist die Entwässerung einer beckenartigen Fläche von beiläufig 35 ha zu ersehen. Die mittlere Schichtenlinie hat die Kote 0,0, die höchste äußerste die Kote 1,25 m. Das Wasser wird durch die links liegenden Systeme in die tiefste Mulde geleitet und von hier aus (siehe die Pfeile) nebst den rechtsseitigen Systemen in den offenen Graben *ab* abgeführt, der, wenn es die Vorflut erfordert, eventuell tiefer zu legen ist.

Bei der Wahl der Querdrainage liegen die Saugdrains mehr oder weniger parallel zu den Schichtenlinien und die Hauptsammeldrains senkrecht

auf diesen. Die Saugdrains wirken also hier so wie die Kopfdrains bei Längsdrainage. Aus den Figuren 280 und 281 ist der Unterschied in der Anordnung der Saugdrains nach beiden Methoden zu ersehen. Bei der Querdrainage werden sehr häufig am zweckmäßigsten die Saugdrains schief zu den Schichtenlinien gelegt (siehe rechter Teil der Fig. 281), wodurch Vor- und

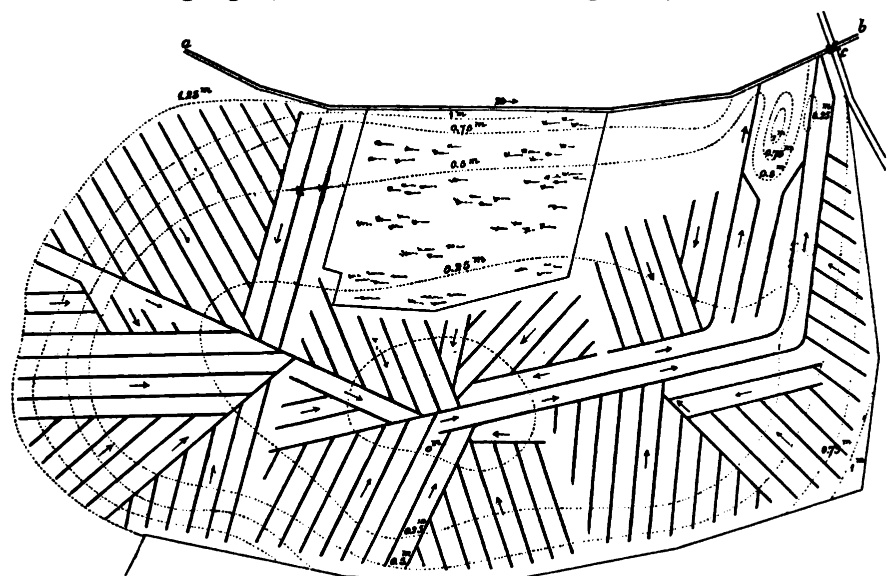


Fig. 279. Beispiel der Längsdrainage eines beckenartigen Terrains.

Nachteile beider Methoden mehr ausgeglichen werden. Der Querdrainage werden folgende Vorteile zugewiesen:

a) Die Sammeldrains liegen im größten Gefälle, haben daher einen kleineren Querschnitt nötig und wird daher das diesem Sammeldrain entsprechende Entwässerungsgebiet größer sein können als bei der Längsdrainage.



Fig. 280. Längsdrainage.

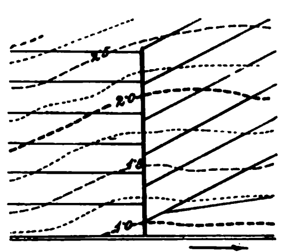


Fig. 281. Querdrainage.

b) Nachdem in den Sammeldrains die Geschwindigkeit des Wassers eine größere ist als in den Saugdrains, so sind seltener Verstopfungen zu befürchten als bei den im kleinsten Gefälle liegenden Sammlern der Längsdrainage.

c) Nachdem hier die Wirksamkeit der Entwässerung sich auf eine größere Bodenfläche erstreckt, kann man die Saugstränge weiter voneinander legen, infolgedessen die Kosten geringer sind.

In dieser Richtung ist der Umstand hervorzuheben, daß bei stark geneigtem Terrain dem in einer eventuell stark durchlässigen Schichte ziemlich rasch herabfließenden Grundwasser bei der Längsdrainage nur der Aufnahmerezipient von der Breite des Drainrohr-Durchmessers senkrecht entgegensteht, daher rechts und links des parallel zum Grundwassergefälle liegenden Saugrohrstranges große Wassermengen abfließen werden, ohne von dem Rezipienten (Drainrohr) aufgenommen zu werden, daher bei starkem Gefälle die Saugdrains der Längsdrainage nicht völlig ausgenutzt werden. Bei der Querdrainage steht dem herabkommenden Grundwasser in der ganzen Breite der Saugstrang entgegen; der letztere wird also entschieden aufnahmefähiger wirken. Hingegen sind nachstehende Nachteile zu berücksichtigen:

a) Das Abstecken und Verlegen der bei reiner Querdrainage parallel mit den Schichtenlinien gelegten Saugdrains ist viel schwieriger, weil nicht nach dem Terraingefälle gegangen werden kann, sondern jeder Saugstrang einnivelliert werden muß.

b) Gewöhnlich kann erst nach der Wirkung von einzelnen Probesträngen die genaue Entfernung der Drainstränge beurteilt werden, was eine lange Bauzeit bedingt.

c) Nachdem bei jeder Drainageanlage die Saugdrains den größten Teil der Bausumme ausmachen, so wird die geringe Ersparung durch die kleineren Sammeldrains sehr bald durch die schwierigere Arbeit des Aushubes der Saugdrains parallelisiert oder überholt, sobald nicht wirklich durch größere Entfernung der Saugdrains in dieser Richtung namhaftere Ersparnisse gemacht werden können.

d) Je nach Umständen kann die Gefahr einer Verstopfung der vielen und engen Saugdrains bei kleiner Wassergeschwindigkeit eine größere werden als bei den wenigen und größeren Sammeldrains.

Jedenfalls werden erst später jahrelange Versuchsresultate sicheren Aufschluß darüber geben, ob die Querdrainage oder die Längsdrainage im allgemeinen vorzuziehen ist.

So weit kann jedoch schon heute entschieden werden, daß in stark geneigtem Terrain unbedingt die Querdrainage vorzuziehen sein wird. Nachdem die Saugdrains aus den früher angeführten Gründen mindestens ein Gefälle von 3 ‰ besitzen müssen, so wird schon aus diesem Grunde bei flachem Terrain unbedingt die Längsdrainage Platz greifen müssen. Um die Vor- und Nachteile beider Methoden auszugleichen, wird es sich demnach empfehlen, in mittelstark geneigtem Terrain die Saugstränge weder parallel noch senkrecht, sondern schief zu den Horizontalkurven anzulegen. Baurat Gerhardt hat in seinem Werke über Querdrainagen zum Vergleiche der Kosten beider Methoden das untenstehende Beispiel (Fig. 282 und 283) veröffentlicht. Die zu drainierende Parzelle *abcd*, am Rande eines Baches *ad* gelegen, wurde in Fig. 282 nach der Methode der Längsdrainage, in Fig. 283 mittels Querdrainage projektiert. (Nach der früher S. 293 gegebenen Definition liegt jedoch in beiden Fällen der Sammeldrain im größten Gefälle, d. h. beide Beispiele sind Querdrainagen, und sind in dem einen Falle die Saugdrains senkrecht, im zweiten Falle schief

oder nahezu parallel zu den Schichtenlinien gelegt.) Das gemeinsame Auslaufobjekt befindet sich im Punkte A (Kote 95,00 m). Die maximale Länge der Saugdrains wurde mit rund 200 m und bei der Längsdrainage bei einem Gesamtgefälle von 1,5 m, also mit $h = 6{,}25\,^0/_{00}$ angenommen. Der Hauptsammeldrain CBA liegt in beiden Fällen in der Talmulde.

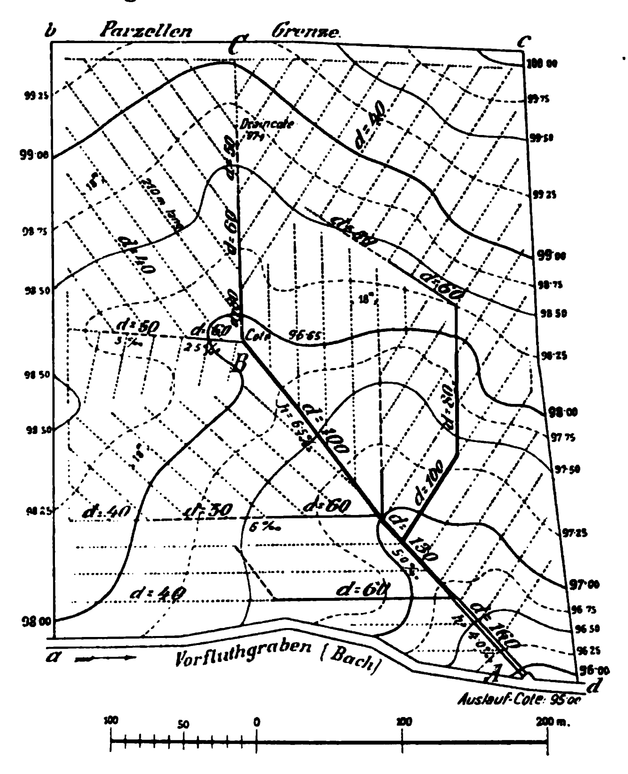


Fig. 282. Entwässerungsplan mittels Längsdrainage.

Der Boden war ein sandig-lehmiger und wurde bei der Längsdrainage $b = 18$ m, bei der Querdrainage $b = 20$—23 m Drainstrangentfernung angenommen. Das Drainrohrerfordernis stellt sich für beide Anlagen wie folgt:

bei der Längsdrainage	6500 lfd. m Saugdrains,	1200 m Sammeldrains,
bei der Querdrainage	5400 „ „ „	950 „ „
es resultiert daher bei der Querdrainage eine Ersparnis von . .	1100 lfd. m Saugdrains,	250 m Sammeldrains,

d. h. rund $17\,^0/_0$ der Materialkosten. Von dieser Ersparnis kommen jedoch in Abzug die Mehrkosten, bedingt durch größeren Aushub und schwierigere Arbeit, und hat Gerhardt sonach im günstigsten Fall eine Ersparnis zugunsten der Querdrainage von $10\,^0/_0$ angenommen. Um in dieser Richtung sicherere Anhaltspunkte zu gewinnen, wird es notwendig werden, eine möglichst große Anzahl von in verschiedenen Ländern und unter den verschiedensten Verhältnissen wirklich durchgeführten Quer- und Längsdrainagen Baukosten pro ha in Vergleich zu setzen.

3. Ist das Gefälle des Terrains sehr groß, dann würde bei der Querdrainage der im größten Gefälle liegende Sammeldrain infolge der darin erzeugten großen Wassergeschwindigkeit unterspült und in seinem Bestande wesentlich beeinträchtigt werden. Aus diesem Grunde pflegt man in einem solchen Falle die Sammeldrains mitunter in einer Zickzacklinie zu legen, resp. dieselben mit dem maximalen zulässigen Gefälle zu trassieren. Ein solche Anlage ist aus Fig. 284 zu entnehmen. Diese von der Königl. ungar. Landes-Kulturamtssektion Kaschau projektierte und durchgeführte Querdrainage in Palocsa (Sároser Komital) ist 33 Joch (20 ha) groß. Die Gesamtkosten betrugen rund 5900 K; es entfallen somit pro Joch 164 K oder pro Hektar 270 K,

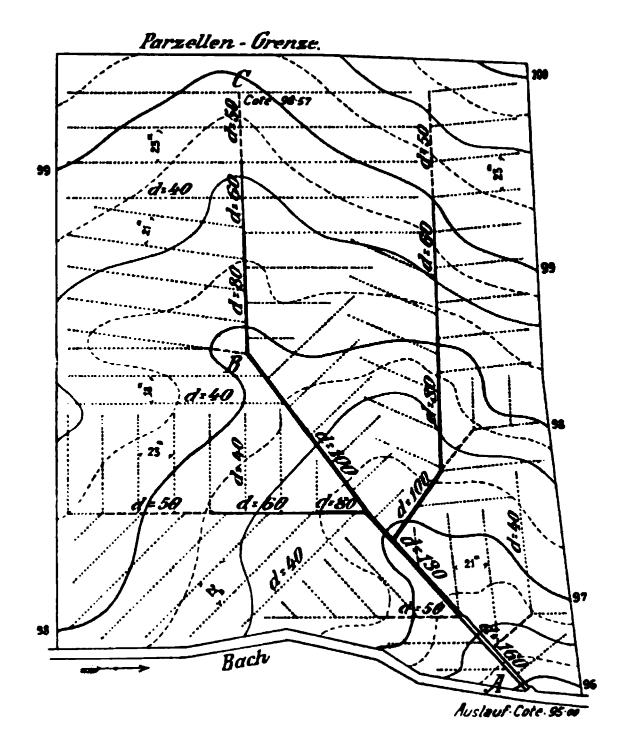


Fig. 283. Entwässerungsplan mittels Querdrainage.

wobei jedoch die Kosten des Rohrtransportes nicht inbegriffen sind, nachdem die Zufuhr seitens der Grundbesitzer durch ihre eigenen Bezüge erfolgte. Die Saugdrainstränge sind 12—15 m voneinander entfernt und 1,20 m tief liegend derart gelegt, daß der oberste Teil des Stranges auf 40 m Länge aus 40 mm-, der andere Teil aus 50 mm-Röhren besteht. Sobald das Gefälle der Sammeldrains 50—60 ‰ überschreitet, werden diese Stränge, wie im vorliegenden Falle entwickelt, in Zickzacklinie gelegt. Die Saugstränge sind sehr kurz und münden mitunter gegen die Wasserlaufrichtung in den Sammeldrain ein. Die Zahlen der Rohrdurchmesser in der Zeichenerklärung entsprechen den Umwandlungsziffern nach Zoll.

Oberingenieur Dr. Blauth in Lemberg hat[1]) dieses Projekt in dem Sinne umgearbeitet, daß er statt der 10 Ausläufe nur 4 annahm, die Sammeldrains-Richtung nicht so oft änderte, sondern mit dem gleichen Maximalgefälle von 60 ‰ entsprechend der Schichtenlinien trassierte, und weist darauf hin, daß dieses Projekt einfacher gelöst und auch die maximale Saugerlänge statt

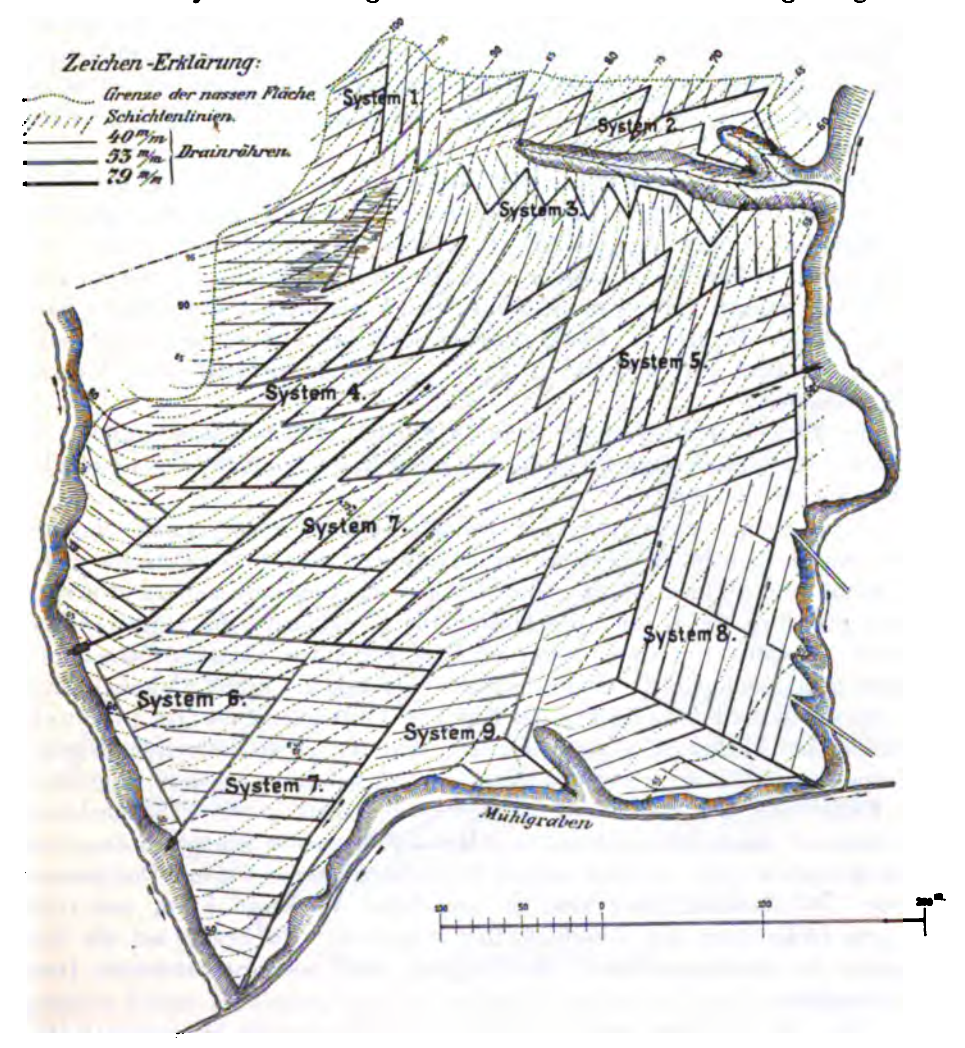


Fig. 284. Querdrainage in Palocsa (Ungarn).

80 m mit 200 m angenommen werden könne. Er spart hierdurch an Länge der Sammler im maximalen Gefälle 63 % im ganzen 51 % und an Zahl der Verbindungsstücke bei den Saugern 60 % und bei den Sammlern 6 %, sowie 40 % der Auslauf-Objektskosten.

[1]) Dr. Jan Blauth, Das Draingefälle. Österr. Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst Heft 49. Wien 1903.

Nach persönlich uns zugekommenen Mitteilungen hat das Kulturamt Kaschau die kurzen Saugdrains eben nur wegen Verhinderung der Auswaschung der Draingrabensohlen gewählt, wie solche bei längeren Saugsträngen bei diesem großen Gefälle früher konstatiert wurden. Diese Auswaschungen erstreckten sich bei früheren Anlagen bei langen, in großen Gefällen liegenden Saug- und Sammeldrains auch auf die Oberfläche der Gräben, solange das eingefüllte Material sich nicht vollkommen gesetzt hatte. Auf Grund dieser lokalen Erfahrungen werden dortselbst die Sauger nicht länger wie 80 m, die Sammler höchstens 200 m lang gemacht und überdies jetzt das Erdmaterial eingestampft.

Der Boden ist schwerer Lehm und wurde der Berechnung der Rohrkaliber $Q = 1$ sl. pro Hektar zugrunde gelegt. Die 1895 gebaute Anlage hat sich Mitteilungen aus dem Jahre 1904 zufolge während dieser 10 Jahre sehr gut bewährt. Überdies ist auch in dem Blauthschen Rekonstruktionsprojekt, das im allgemeinen einen rationellern Eindruck macht, nur ein einziger Saugstrang 160 m, die andern durchschnittlich bloß 100—120 m lang. Die Saugstränge des alten Projektes haben ca. 60‰, jene der Blauthschen Variante 40‰ Gefälle.

Im übrigen muß allgemein bemerkt werden, daß auch aus Gründen der leichteren Herstellung derartig stark serpentinierende Sammeldrains wo möglich vermieden werden sollen.

Eine zweite, in Ungarn nach der Methode der Querdrainage durchgeführte Anlage betrifft die Drainage in Kükomező (Fig. 285). Dieselbe umfaßt ein Areal von 60 Joch (36 ha) und betrugen die Gesamtkosten rund 6000 K, mithin pro Joch 100 K oder pro Hektar 166 K exklusive der Rohrtransportkosten. Aus den 1 m voneinander entfernt liegenden Terrainschichtenlinien ist das bedeutende Gefälle dieses Terrains ersichtlich. In den Originalplänen, die mir durch die Freundlichkeit des Kgl. ung. Oberingenieurs von Udransky in Kopie zur Verfügung gestellt wurden, sind die zu drainierenden Flächen mit einer blauen Linie (in vorliegender Figur 285 schwarz punktiert) eingerahmt. Die Entfernung der Saugdrains beträgt 16 m. Statt größerer Sammeldraindurchmesser, die in den zunächst dem Meliorationsgebiet gelegenen Ziegeleien nicht erzeugt werden, wurden zumeist Doppelstränge von 105 mm Durchmesser gelegt. Die Auslaufobjekte sind in einfachster Weise in Form von rechteckigen Holzröhren mit Abschlußgitter hergestellt. In bezug auf die Ausführung der Drainageanlagen Ober-Ungarns sind noch nachstehende Daten anzuknüpfen.

Die offenen Vorflutgräben erhalten ein Sohlengefälle bis maximal 4‰; bei größerem Gefälle werden entsprechende Abstufungen der Sohle durchgeführt, welche durch Flechtzäune oder Trockenmauerwerk und Pflaster gesichert werden. Die Saugdrainstränge werden zumeist kurz, höchstens 120 m lang und bei strengem Boden (fettem Lettenboden) 12—16 m weit voneinander und nur 1,10 m tief gelegt, während die Sammeldrains eine Tiefe von 1,20 m erhalten. Nachdem einzelne Komitate Ober-Ungarns eine jährliche Regenhöhe von 1000 mm aufweisen, so wird (beispielsweise in dem Toroczer Komitat) dortselbst als abzuführendes Wasserquantum $Q = 1$ sl. pro Hektar

angenommen, während in der nicht so regenreichen Umgebung Kaschaus nur $Q = 0,6$ sl. der Berechnung zugrunde gelegt wird. Nachdem bis jetzt die Grundbesitzer keine größeren Kosten für die Drainage aufwenden wollen, aus welchem Grunde auch die Entfernungen der Saugdrainstränge größer angenommen werden, so hat sich in den Fällen, wo bei größerem Terraingefälle Längsdrainage durchgeführt wurde, gezeigt, daß ein Teil des Entwässerungswassers nicht von den in starkem Gefälle liegenden Saugdrains aufgenommen wurde, sondern parallel mit denselben sich nach der Linie des

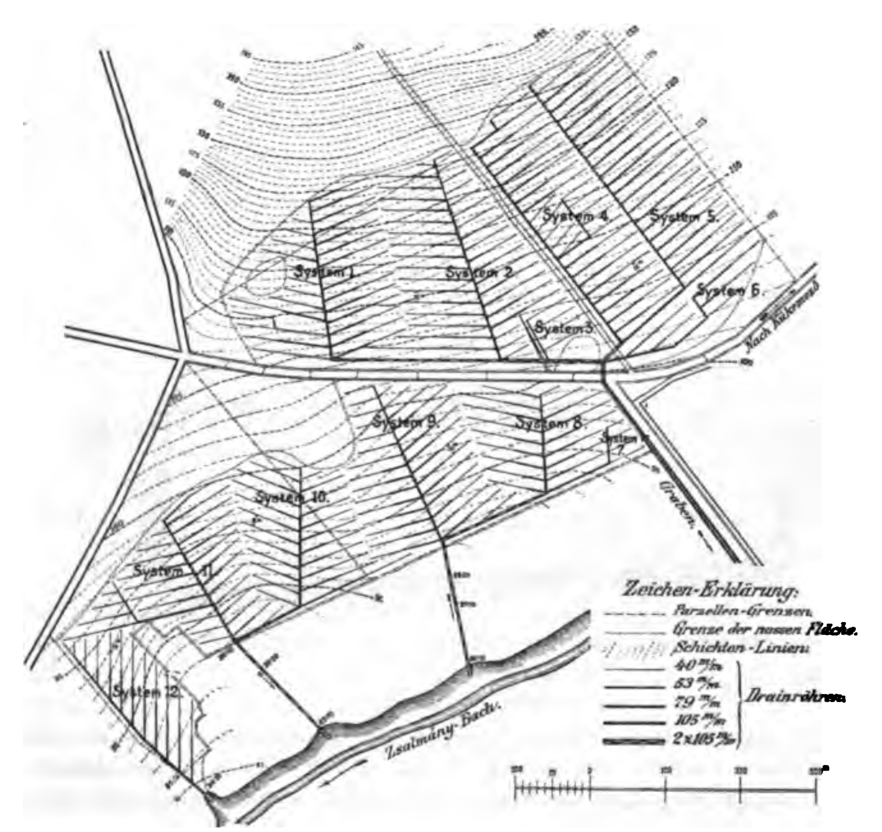


Fig. 285. Querdrainage in Kükomezö.

größten Falles im Untergrunde hinziehend gegen die Sammeldrains abfloß, daher mehr oder weniger breite Streifen Landes zwischen den Saugrohrsträngen unentwässert blieben.

Es wurde also für stärker geneigtes Terrain die Methode der Querdrainage in der Weise angenommen, daß die Saugdrainrichtung schief zu den Horizontalkurven projektiert wurde, während die Sammeldrains in den Terrainmulden senkrecht auf die Schichtenlinien, also im größten Gefälle angelegt erscheinen. Die Terrainaufnahme (Flächennivellement) großer Parzellen der Großgrundbesitzer erfolgt mittels vorheriger Quadratnetzaussteckung (bei normalem Terrain 40 m, ausnahmsweise in Quadraten von 20 m bei sehr flachem

Terrain) und kann 1 Ingenieur täglich 15—20 Joch aufnehmen. Die Projektverfassung und die Beistellung der Ingenieure erfolgt seitens des Staates unentgeltlich. Die Entschädigungen für Reisekosten, Diäten, sowie für Unterkunft der den Bau direkt leitenden Wiesenbaumeister müssen von seiten der Grundbesitzer an den Staat rückvergütet werden. In sumpfigen Partieen des Arbeitsfeldes wird zuerst der 1. Stich (siehe die spätere Abhandlung über die Ausführung der Drainagearbeiten) 0,3 m tief vorgenommen, um eine rasche Oberflächenentwässerung zu erzielen, und erst nach einiger Zeit, das ist nach teilweiser Austrocknung, mit den weiteren Arbeiten fortgefahren. Für die im Akkord durchgeführten Drainagearbeiten wurden dort pro laufenden Meter fertig hergestelltem Drainstrang (alle Arbeiten und Leistungen exklusive der Rohrbeistellung) für den leichteren Boden 12 h, für Lettenboden 19 h und für mit Schotter gemengten Untergrund 16 h bezahlt. Nachdem ein geschickter und fleißiger Arbeiter im Sommer pro Tag bis 30 laufende Meter Draingraben in leichtem Boden fertigstellen kann, so kommt derselbe auf 30 . 12 = 3,60 K, im Jahresmittel auf 2,60 K. bis 2,80 K Tagelohn.

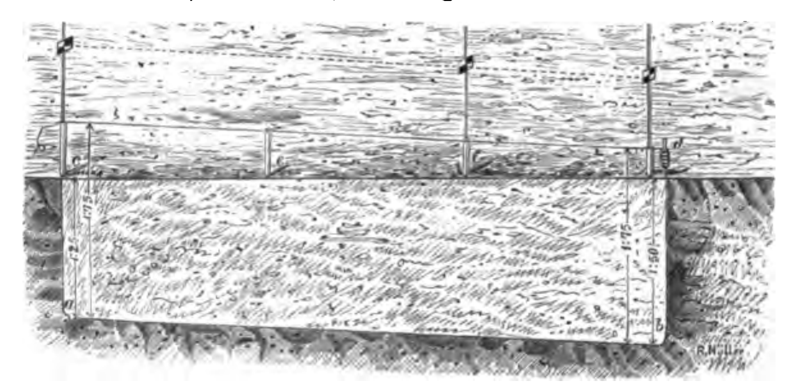


Fig. 286. Herstellung eines Draingrabens mit verschiedener Sohlentiefe.

γ) Aussteckung der Gräben.

An der Hand des Planes werden zuerst der Haupt- und die Neben-Sammeldrains mittels Tracierstangen ausgesteckt, nach diesen Linien die Längen eingemessen und die Hauptbruchpunkte sowie Zwischenpunkte (alle 20--40 m) durch Boden- und Schriftpflöcke markiert, welche dann annivelliert werden. In ähnlicher Weise geschieht die Aussteckung der einzelnen Systeme von Saugdrains, nur insoweit vereinfacht, als nicht alle parallelen Saugdrains, sondern nur einzelne Markierungsstränge ausgepflockt und nivelliert werden. Werden die Röhren durchwegs in gleicher Tiefe nach dem Terrain gelegt, dann könnte eigentlich das Nivellieren beim Baue selbst entfallen; doch ist dies sehr selten und nur in stark geneigtem Terrain der Fall. Bei sehr flachem oder ganz horizontalem Terrain müssen die Abstiche von den Pflöcken gerechnet werden, also beispielsweise in Fig. 286 werden die Abstiche in den Punkten *a* und *b* 1,25 m bezw. 1,50 m betragen. Die Zwischenpunkte der Grabensohle werden beim Grabenaushub sodann durch Einvisieren mittels sogen. Visierkreuze bestimmt.

Man kann auch am Terrain selbst eine Schnur in der künftigen Gefällslinie der Grabensohle spannen, von welcher ab dann immer der gleiche Abstich bis zur Grabensohle (z. B. 1,75 m in Fig. 286) zu nehmen ist.

δ) Aushub der Draingräben, Legen der Röhren und Wiederanschütten.

1. Aushub. Ist die Aussteckarbeit fertig, dann kann sofort damit begonnen werden, die in größeren Depots auf dem ganzen Bauplatze verteilten Drainageröhren neben und parallel zu den ausgesteckten Grabenachsen auszulegen. Gleichzeitig oder früher wird zuerst, wenn nötig, eine Korrektion des Vorflutgrabens vorgenommen, um den Vorflutwasserspiegel in die gewünschte Höhenlage zu bekommen, d. h. die rasche Entwässerung der geöffneten Drainagegräben zu ermöglichen. Von der Einmündung des Hauptsammeldrains in den Vorflutgraben angefangen, wird zuerst mit dem Aushub der Sammeldraingräben begonnen und dies immer von unten nach aufwärts fortgesetzt,damit das Grundwasser ablaufen kann. Vor Beginn des Aushubes werden entsprechend der Richtung und Breite jedes Grabens zwei auf dem Boden liegende parallele Schnüre gespannt und danach der Aushub vorgenommen. Sind abnormal tiefe Gräben nötig, so werden sie eben wie gewöhnliche Gräben mit den gewöhnlichen Werkzeugen ausgehoben, breit genug, damit ein Mann unten stehen und das Legen der Rohre aus freier Hand besorgen kann. Für eine Grabentiefe von $t = 1{,}25$ m gibt man eine obere Breite $b_o = 0{,}30$ m, für $t = 1{,}80$ m $b_o = 0{,}60$ m und für $t = 2{,}50$ m $b_o = 0{,}90$ m. Die untere (Sohlen-) Breite b_u wird entsprechend dem äußeren Rohrdurchmesser, also $b_u = 0{,}07$—$0{,}20$ m angenommen (letztere zwei Tiefen können überhaupt nur bei Sammeldrains vorkommen). Gewöhnlich überschreiten jedoch die Draingräben nicht die Normaltiefe von 1,15—1,25 m und werden dann mittels eigener Drainwerkzeuge ausgehoben, sind in diesem Falle aber nur 0,30 bis 0,40 m breit und werden die Drainröhren dann von oben aus verlegt, ohne daß also ein Arbeiter auf die Sohle hinabsteigt und die Röhren aus freier Hand legt. Der Rasen oder die Humusdecke wird zuerst in der durch Schnüre abgesteckten Grabenbreite abgehoben und seitwärts deponiert, um nach Vollendung der Drainierung wieder als oberste Schichte verwendet zu werden. Die zur Herstellung der Gräben und zum Legen der Drainrohre bei großen Unternehmungen verwendeten Drainwerkzeuge sind nachstehende:

a) Der Breitspaten (Fig. 287) mit einem 0,30 m breiten und 0,35 m hohen Schaufelblatt.

b) Der Stichspaten No. I (Fig. 288) mit oben 0,20, unten 0,14 m breitem und 0,36 m langem Stichblatt.

c) Der Stichspaten No. II (Fig. 289). Das oben 0,12 und unten 0,08 m breite und 0,50 m lange Stichblatt ist, wie das der vorgenannten Stichschaufeln, ganz flach (eben) oder nur sehr schwach konkav gestaltet. Mitunter ist an der eisernen Hälfte des Stichblattes ein Ausläufer (Fußtritt) angeschmiedet, um ein kräftigeres Eindrücken des Spatens in den Boden mittels des Fußes zu ermöglichen, und welcher insbesondere für die barfuß arbeitenden Erdarbeiter notwendig wird.

d) Der Hohlspaten (Fig. 290) mit einem stark konkaven, oben 0,08, unten 0,06 m breiten und 0,60 m langen Stichblatte.

e) Die Schippe (Fig. 291).

f) Der Legehaken (Fig. 292). An einem langen Stiele ist ein zu diesem unter einem Winkel von 75—80° geneigtes Flach- oder Rundeisen mittels Hülse befestigt. Dieses Rundeisen ist etwas kürzer als ein Drainagerohr, also ca. 25 cm lang, und am untern Ende mit einer breiteren, ringförmigen Platte versehen. An der andern Seite ist an die Hülse gewöhnlich ein kleines, ovales Schaufelchen *s* angeschmiedet.

g) Der Schwanenhals (Fig. 293), eine der Schippe ähnliche, stark konkav geformte Schaufel, die, unter einem Winkel von 70—80° zum Stiele stehend, in horizontaler Richtung zum Putzen der Sohle Verwendung findet.

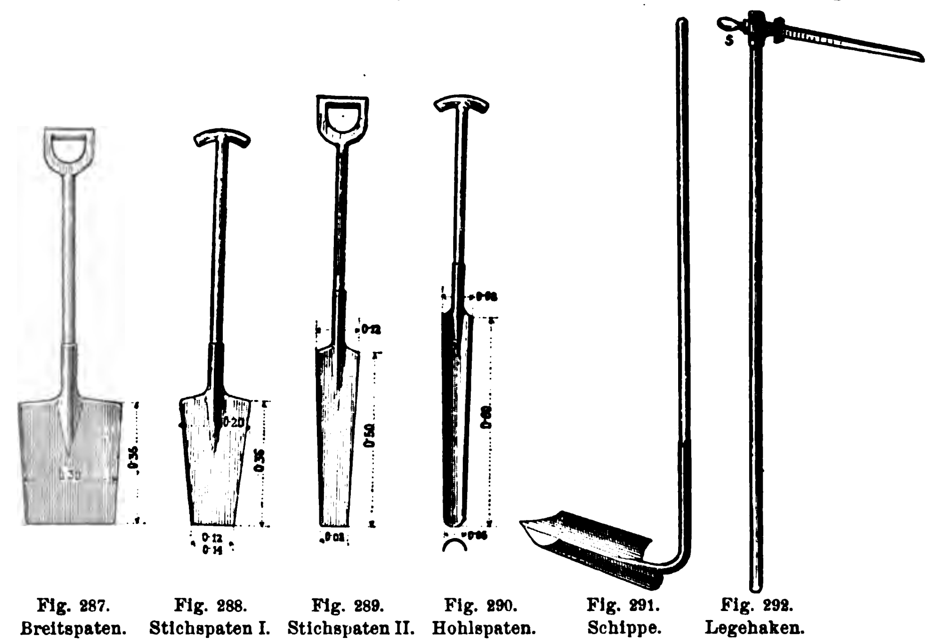


Fig. 287. Breitspaten. Fig. 288. Stichspaten I. Fig. 289. Stichspaten II. Fig. 290. Hohlspaten. Fig. 291. Schippe. Fig. 292. Legehaken.

h) Der Stoß- oder Fußpickel (Fig. 294).

i) Eine gewöhnliche Spitzhaue (Fig. 295).

k) Der Sohlenstampfer (Fig. 296).

Bei den kleinen bäuerlichen Drainagearbeiten bedienen sich die Drainarbeiter meist bloß des Stichspatens II, des Schwanenhalses und des Legehaken.

Die Arbeit des Aushubes wird nun bei großen Anlagen in folgender Weise vorgenommen: Zuerst wird auf eine Länge von 20 m nach der Schnur die Grabenbreite von einem Arbeiter abgestochen (vorgerissen, traciert), sodann beginnt ein zweiter Arbeiter den 1. Stich mittels des Breitspatens (Fig. 287) derart, daß er mit dieser Arbeit nach rückwärts geht. Er drückt den Breitspaten, etwas schief gegen die Grabenlinie gehalten, 30 cm fief und in Entfernungen von 10—15 cm in die Erde ein, weitet die Spalten aus (durch Hin- und Herneigen des Spatens) und legt die 0,10—0,15 m breiten

Erdschollen seitwärts neben den Graben. Hat dieser Arbeiter ein Stück Graben auf 0,30 m Tiefe ausgehoben, so beginnt ein 3. Arbeiter, mit dem Gesichte gegen den 2. Arbeiter gewendet, also diesem nachgehend, mit einer gewöhnlichen Schaufel das lose zurückgebliebene Erdreich herauszuwerfen. Während dieser Zeit werden wieder weitere 20 m Graben austraciert (vorgerissen). Während nun diese Partie von 3 Mann im 1. Stich weiter arbeitet, beginnt ein 4. Arbeiter den 2. Stich mit dem Stichspaten No. I (Fig. 288), dabei auf der 0,30 m unter Terrain liegenden Grabensohle des 1. Stiches nach rückwärts schreitend. In gleicher Weise ist der 3. Stich mit dem Stichspaten No. II (Fig. 289) zu machen, wodurch man bereits auf 0,85 m Tiefe gelangt ist. Die lose Erde wird aus dem 3., event. schon aus dem 2. Stich mittels der Schippe (Fig. 291) herausgeworfen.

Der 4. Stich wird mit dem Hohlspaten (Fig. 290) gemacht, und zwar von der Sohle des 2. oder 3. Stiches aus. Die vollständige Ausgleichung der

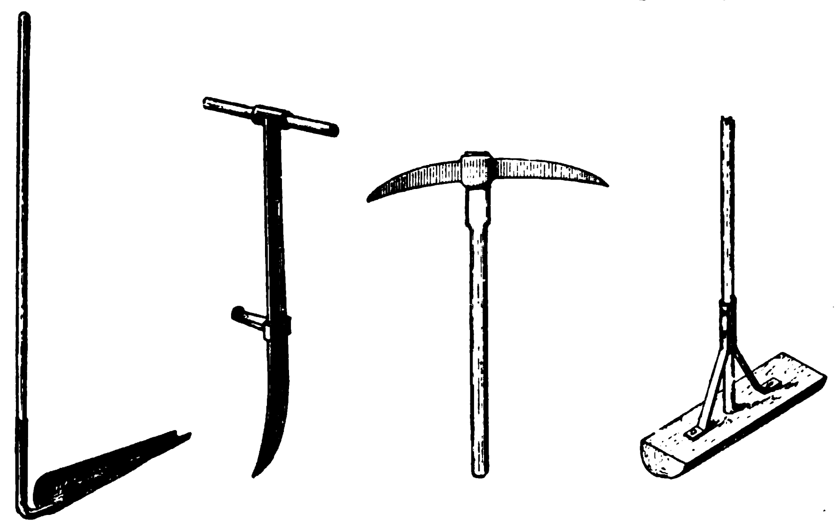


Fig. 293. Schwanenhals. Fig. 294. Stoßpickel. Fig. 295. Spitzhaue. Fig. 296. Sohlenstampfer.

Sohle, die Ausglättung und Ausrundung als direktes Auflager für die Drainröhren erfolgt mit dem sogen. Schwanenhals (Fig. 293). Bei hartem Untergrunde wird zum Lösen kleinerer Steine etc. der Fuß- oder Stoßpickel (Fig. 294) in dem tiefsten Stiche (Sohle etc.) verwendet; in den oberen Partieen genügt in einem solchen Falle ein gewöhnlicher Pickel (Spitzhaue, Spitzkrampe, Fig. 295). Kommt in der Sohle viel in Erde oder Lehm eingelagerter Schotter vor, infolgedessen mit dem Schwanenhals keine glatte Fläche hergestellt werden kann, so drückt man diese hervorragenden Schottersteine mittels eines Sohlenstampfers (Fig. 296) in das weichere Material ein und glättet auf diese Weise die Sohle. Dieser aus Holz gefertigte Sohlenstampfer ist unten halbrund und mit einem entsprechend versteiften langen Stiel versehen. Werden im Rohrgraben große Steine gefunden, z. B. Findlinge, so müssen dieselben, wenn sie annähernd in derselben Höhe wie die Drainröhren liegen, umgangen werden (Fig. 297).

2. Legen der Röhren. Da die schmalen Gräben nicht lange offen bleiben dürfen, so muß rechtzeitig für das Verteilen der Röhren (Auslegen) neben den Gräben gesorgt werden. Hierbei müssen zu stark gekrümmte, gebrochene oder gesprungene Röhren ausrangiert, desgleichen solche mit starken Querschnittsverengungen oder sehr unebener (verzogener) Stoßfuge ausgeschieden werden. Das Verlegen der Drainrohre auf die Grabensohle geschieht von oben aus mittels des sogen. Legehakens (Fig. 292).

Das Drainrohr, welches etwas länger als der Stift des Legehakens ist, wird mit dem letzteren hinabgelassen, das Rohr durch Anstreifen an der Grabenwand event. so lange gedreht, bis die Stoßfugenfläche auf die 2. des bereits liegenden Drainrohres paßt; andererseits müssen gekrümmte Röhren so gelegt werden, daß die Krümmungen nur in horizontalem, nie aber in vertikaler Richtung zu liegen kommen, weil sonst in den tiefsten Punkten dieser in vertikaler Richtung schlangenförmig liegenden Rohrstränge Ablagerungen und damit Verstopfungen eintreten würden. Der Legehaken dient auch dazu, um kleine Unebenheiten in der Sohle auszugleichen und die Röhren genau ins Gefälle zu legen, was mit dem Schaufelchen *s* in der Weise erfolgt, daß an den zu hohen Stellen die Sohle etwas abgeschürft oder eingedrückt wird und die zu tiefen Stellen entsprechend unterstopft werden. Mit dem Legen der Saugdrains wird am höchsten Punkte des Grabens begonnen; um einer Verunreinigung der Rohre durch erdiges Wasser und Schlamm vorzubeugen, wird das oberste Rohrstück mit einem Lehmpfropfen verschlossen, jedes neugelegte Rohr an das frühere fest angedrückt (durch Anklopfen mit dem Legehaken), damit kleine Fugen erzielt werden, und wenn eine Strecke fertig ist, der Graben sofort wieder mit dem Material teilweise zugeschüttet, und zwar erfolgt

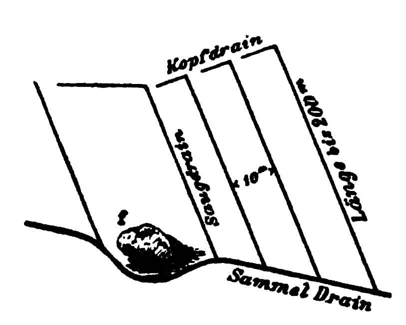


Fig. 297. Umgehung von großen Findlingen.

3. diese erste Deckung der Röhren nur auf eine Höhe von 20—30 cm durch Abscharren der Erde von den untersten Partieen der Rohrgrabenseitenwände, und geschieht dies zum Schutze der Röhren gegen Zerbrechen durch später etwa herabfallende Steine und harte große Erdschollen. Nur die untersten Stellen bleiben wegen späterer Verbindung mit den Sammeldrains offen. Sind die Saugdrains eines Systems gelegt, so kommt der Sammeldrain daran. Beim Verschütten der Gräben dürfen keine Steine hineingeworfen werden.

Das in manchen Gegenden übliche Bedecken der Röhren mit Reisig, Stroh, Rasen u. dergl. ist nicht empfehlenswert, da nach erfolgter Zersetzung dieser organischen Schichten die gebildeten Hohlräume nachstürzen und leicht eine Verstopfung des Drains eintreten kann. Die Verwendung eigener Übermuffen verteuert die Anlage ungemein, ohne wesentliche Vorteile zu gewähren. Es wird in einzelnen Fällen vollkommen genügen, wenn die zu groß ausge-

fallenen Stoßfugen mit Tonrohrscherben (Teile zerbrochener Drainageröhren) bedeckt werden, bevor die erste Erdbedeckung erfolgt.

4. Verbindung der Saugdrains mit den Sammeldrains. Die früher stets zur Ausführung gelangte, weil leichter herstellbare Art der Verbindung, wobei die Achsen des Sammel- und Saugdrainstranges in gleicher Höhe liegen, ist entschieden zu verwerfen, da durch das unvermeidliche Hineinragen der Saugdrains in die Sammelrohre die Lichtweiten der Durchflußprofile der letzteren wesentlich verringert, überdies auch das Ablagern von Sinkstoffen be-

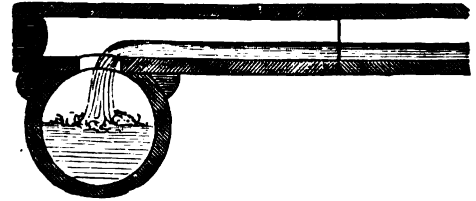


Fig. 298. Einmündung eines Saugdrains in einen Sammeldrain.

günstigende Wirbelbildungen bei den Stoßzellen erzeugt werden. Das aus dem Saugdrain kommende Wasser soll immer von oben in den Sammeldrain einfließen. Die heute zumeist angewendete Methode besteht darin, daß in das Sammel- und Saugrohr 2 korrespondierende längliche Löcher mit dem Maurerhammer ausgeklopft und beide Rohre übereinander gelegt werden (Fig. 298).

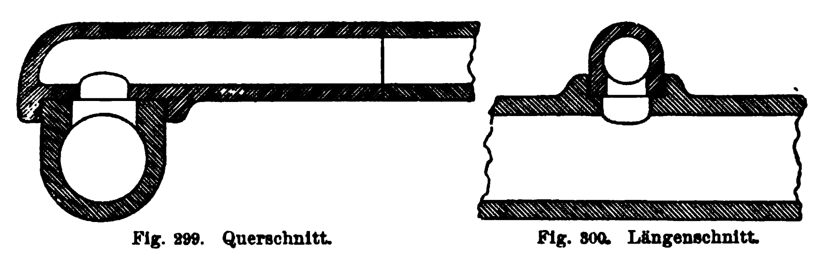


Fig. 299. Querschnitt. Fig. 300. Längenschnitt.

Formstücke für Rohreinmündungen von oben.

Das Ende des Saugrohres wird mit einem Lehmpfropfen verschlossen, überdies auch womöglich die Seitenstellen durch Lehm gedichtet. Da das Lochen der Röhren sowohl ein sehr gutes Material, sowie eine gewisse Geschicklichkeit des Arbeiters voraussetzt, daher beim Fehlen eines oder beider Faktoren beim Lochen sehr viel Rohre springen, so hat man auch zum Zweck der Zeitersparnis in neuerer Zeit damit begonnen, eigene Formstücke für die Endsaugdrainrohre und einzelne gelochte Sammelrohre mit Aufsatz herzustellen, wie dies beispielsweise aus Fig. 299 und

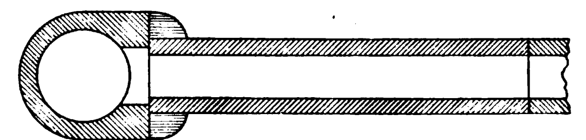


Fig. 301. Formstücke bei seitlicher Einmündung.

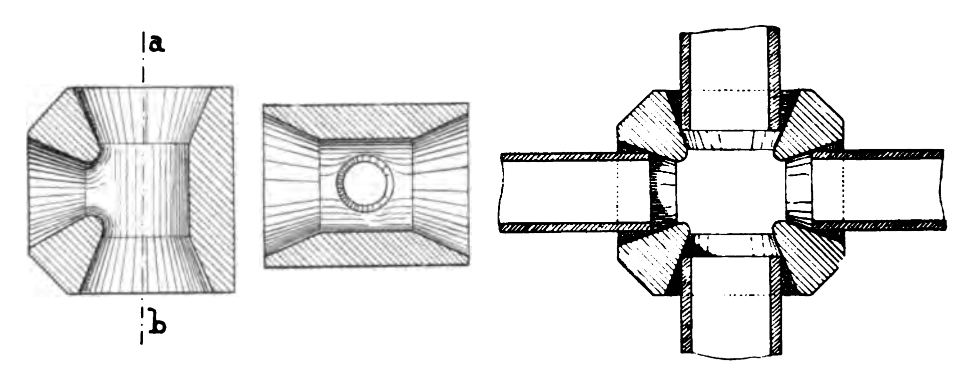
300 zu ersehen ist. Ist das Gefälle wegen hoch liegenden Vorflutwasserspiegels nur gering und daher eine Einmündung des Saugdrains von oben aus bei der normalen Tiefenlage der letzteren nicht möglich, so müssen entweder die Saugdrains seichter verlegt und die Verbindungen mit den Sammeldrains in der gewöhnlichen Weise von oben aus durchgeführt werden, oder aber könnte die Verbindung beider in derselben Höhenlage dann erfolgen,

wenn die früher erwähnten, eigens konstruierten Formstücke für Sammeldrains umgelegt und in der in Fig. 301 versinnlichten Weise Verwendung finden.

Landesbaurat Wodička in Wien verwendet bei Drainagen ein neues von ihm erfundenes Fassonstück für die Verbindung der Saugstränge mit den Sammeldrains.

Diese Fassonstücke bestehen aus zwei viereckigen starken Kunststeinplatten, deren Ecken abgestumpft sind und die übereinandergelegt röhrenförmige, sich unter einem rechten Winkel kreuzende Öffnungen für den Durchfluß des Wassers bilden, deren Längsachsen in einer Ebene liegen (siehe Fig. 302).

Je nachdem von einer oder von beiden Seiten Saugdrains einmünden, sind diese Fassons als Abzweig- oder Kreuzungsstücke konstruiert. Die Mündungen dieser röhrenförmigen Kanäle sind stark konisch gestaltet, um dieselben Fassons für zwei aufeinanderfolgende Rohrdurchmesser gleichzeitig verwenden zu können und beliebige Einmündungswinkel zu ermöglichen.



Für einseitige Einmündung. Für beiderseitige Einmündung.
Fig. 302. Formstücke für Einmündung der Saugdrains.

Da die Achsen der Sammel- und Saugrohrkanäle in der gleichen Ebene liegen, wird jeder Gefällsverlust vermieden, was bei sehr geringem Terraingefälle erwünscht ist.

Um die an und für sich schweren Verbindungsstücke möglichst billig herzustellen, hat Ingenieur Wodička anfangs dieselben auf der Baustelle selbst aus Stampfbeton (Sand und Portlandzement) herstellen lassen und zu diesem Zwecke Eisenblechformen verwendet. Der Preis stellt sich auf 16 h per Stück, während die früher mitunter verwendeten Abzweig-Fassonröhren aus gebranntem Ton auf 1 K zu stehen kamen (siehe auch die später angegebenen Preise von Drainröhren und Verbindungsstücke).

Später hat Wodička jedoch seine Konstruktion ebenfalls aus gebranntem Ton in Drainageröhren-Fabriken herstellen lassen, welche viel leichter und daher schneller zu verlegen sind.

5. Kreuzung von Sammeldrains mit offenen Gräben (Wasserläufen) und Wegen. Da der Sammeldrain bei einer Kreuzung mit einem tieferen offenen Wassergraben gewöhnlich nur in geringe Tiefe unter der Grabensohle zu liegen kommt, so müssen innerhalb der Grabensohlenbreite und darüber die Stoßfugen der Sammeldrains mit Übermuffen (weitere

Drainrohre) gedeckt werden, weil sonst das Wasser, welches hier in größerem Maße in den Rohrstrang einfließt und Sand und Lehm mit zieht, leicht eine Verstopfung der Röhren herbeiführen könnte. Diese Muffen müssen dann mit Zement oder besser einem innigen Gemenge von 1 Teil Teer und 2 Teilen Letten abgedichtet oder mit einem Gemenge von heißem Asphalt ausgegossen werden. Ist der offene Graben zumeist trocken, so bedarf es keiner weiteren Übermuffenlegung; nur bei Kreuzung mit Fahrwegen werden Übermuffen — jedoch ohne Dichtung — oder ein kleiner Deckelkanal als sicherster Schutz gelegt, um eine durch den Druck der Fahrzeuge mögliche Verschiebung der Röhren und Verbreiterung der Stoßfugen hintanzuhalten.

In Nieder-Österreich werden in neuerer Zeit durch Landesbaurat Wodička in Fällen, wo die Drainagerohrleitungen gedichtet werden müssen, also außer bei Kreuzungen mit offenen kleinen Wassergräben noch in jenen Fällen, wo ein Eindringen von Sand beim Traversieren von Schwemmsandschichten oder ein Eindringen von Pflanzenwurzeln verhütet werden soll, keine Überschubmuffen verwendet, sondern über die Stoßfugen ein 6 cm breiter und 3—5 mm dicker Dichtungsring aus Jutestoffstreifen mit heiß aufgetragenem Asphalt gewickelt.

Die Mischung besteht aus 70 % Asphaltpech, 10 % destilliertem Teer, 15 % amerikanischem Harz und 5 % Epurée. Um im Hochsommer ein besseres Erhärten herbeizuführen, wird der Masse bis 1 % schwarzes Kolophonium beigemengt.

Diese Rohrdichtung wird nicht im Graben selbst vorgenommen, sondern es werden aus der nötigen Anzahl von Drainageröhren oberirdisch längere Rohrstücke in obiger Weise hergestellt. Werden bei einer Drainageanlage lange Strecken solcher gedichteter Rohre notwendig, dann empfiehlt es sich, gleich 0,5 m, event. 1 m lange Drainagerohre machen zu lassen, um an Verbindungen zu sparen. Da die Dichtungsmasse 13 K pro 100 kg, der laufende Meter Jutestreifen 3 h kostet und bei zweimaliger Umwicklung ca. 0,25 kg Asphalt pro Meter Baulänge benötigt werden, so kostet eine Verbindung bei 3,5 K Tagelohn bei 2maliger Wicklung für Drainageröhren von 40, 50, 80, 100, 130 und 160 mm Durchmesser 8, 10, 15, 18, 22 und 27 h.

ε) Objekte einer Drainageanlage.

In normalen Fällen, wo in der Nähe der Drainageanlage die nötige Vorflut zu finden ist, werden die Objekte ausschließlich nur aus jenen Bauten bestehen, welche den Zweck haben, die permanente anstandslose Funktionierung der Entwässerungsanlage dadurch zu sichern, daß das letzte Rohr, welches in den Vorflutgraben oder Bach ausmündet, in seiner Lage und seinem Bestande einerseits erhalten, andererseits ein Hineinkriechen von Fröschen etc. und damit ein Verstopfen durch diese Tiere oder durch Fische oder Fischlaich verhindert wird. Es ist entschieden abzuraten, aus Sparsamkeit diese Auslaufobjekte dadurch zu umgehen, daß man das letzte Drainagerohr einfach aus der Böschung des Vorflutgrabens etwas herausstehen läßt, da in Bälde ein Verschütten dieses letzten Rohres und damit eine Verstopfung des Auslaufes sicher zu gewärtigen ist. Die Drainage-Auslaufobjekte können in ein-

fachster, billigster Weise aus Holz, in besserer und für lange Zeit ausreichend in Mauerwerk hergestellt werden.

1. Auslaufobjekte aus Holz. Als Schutz des letzten Drainagerohres, welches auf zwei Holzstücken aufruht, dient eine rechteckige hölzerne Röhre, welche an der Stirnseite durch einen Holzrahmen verstärkt und mit einem





Fig. 303. Drainage-Auslaufobjekt aus Holz.

Drahtgitter versehen ist. Dieses Holzrohr endet in einem kleinen Voreinschnitt, welcher in den Vorflutgraben einmündet. Fig. 303 zeigt die Ansicht und den Längenschnitt eines solchen einfachen Auslaufobjektes. Mitunter werden statt der festen Gitter Holzklappen oder bewegliche Gitter in die Holzröhre eingebaut, welche Konstruktion wohl besser, jedoch etwas teurer ist und den Nachteil baldigen Einrostens und damit Einbuße der Beweglichkeit überall dort hat, wo die Beaufsichtigung und Erhaltung keine sorgfältige ist.



Fig. 304. Gemauertes Auslaufobjekt. Vorderansicht.

2. Gemauerte Auslaufobjekte. Ein in hydraulischen Kalkmörtel gelegtes Ziegelmauerwerk mit Stirne und Flügel umschließt das letzte Drainagerohr derart, daß das Ende desselben in einer Nische liegt, wodurch es gegen Zerschlagen gesichert ist. Fig. 304 zeigt die Vorderansicht, Fig. 305 den Längenschnitt einer solchen Anordnung. Dauerhafter und praktischer ist die in Fig. 306 im Längenschnitt und Grundriß, sowie in der Ansicht veranschaulichte Konstruktion. Statt des letzten Drainagetonrohres wird ein beiläufig 1 m langes, heiß asphaltiertes Gußeisenrohr von dem Durchmesser des Sammeldrains eingemauert, welches ein Stück aus dem Stirnmauerwerk herausragt und schief abgeschnitten ist. Die letztere Anordnung bezweckt die Unmöglichkeit des Hineinkriechens von Fröschen dadurch, daß etwa hinaufspringende Frösche an die hervorragende obere Innenfläche anstoßen und wieder herabfallen. Natürlich muß für die entsprechende Höhenlage dieses Rohres über die Sohle des Auslaufobjektes bezw. über den Wasserspiegel Sorge getragen werden.

3. Sammelbrunnen. Bei großen Drainageanlagen treffen auf einem vom Auslaufobjekt oft ziemlich entfernt liegenden tiefsten Punkte 3 bis 4 Drainageabteilungen mit den größten fabrikmäßig erzeugten Sammeldrains von

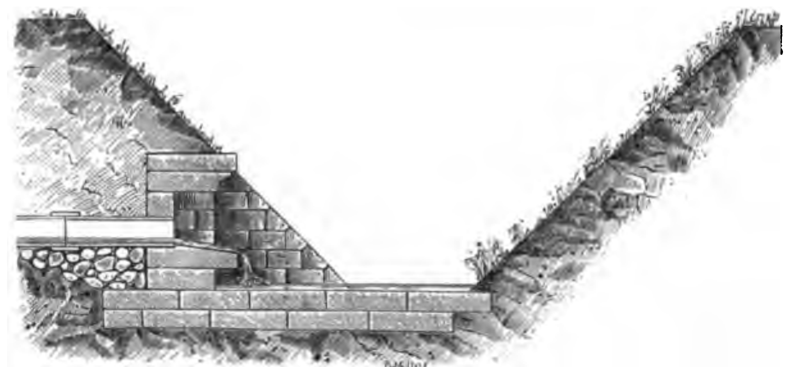


Fig. 305. Gemauertes Auslaufobjekt. Längenschnitt.

160 bezw. 250 mm zusammen. In einem solchen Falle müssen nun entweder 3 oder 4 solcher Sammeldrains parallel in einen gemeinsamen Graben bis zum Auslaufobjekt, welches dann entsprechend breiter wird, geführt werden. Als praktischer wird sich die Herstellung eines entsprechend geräumigen

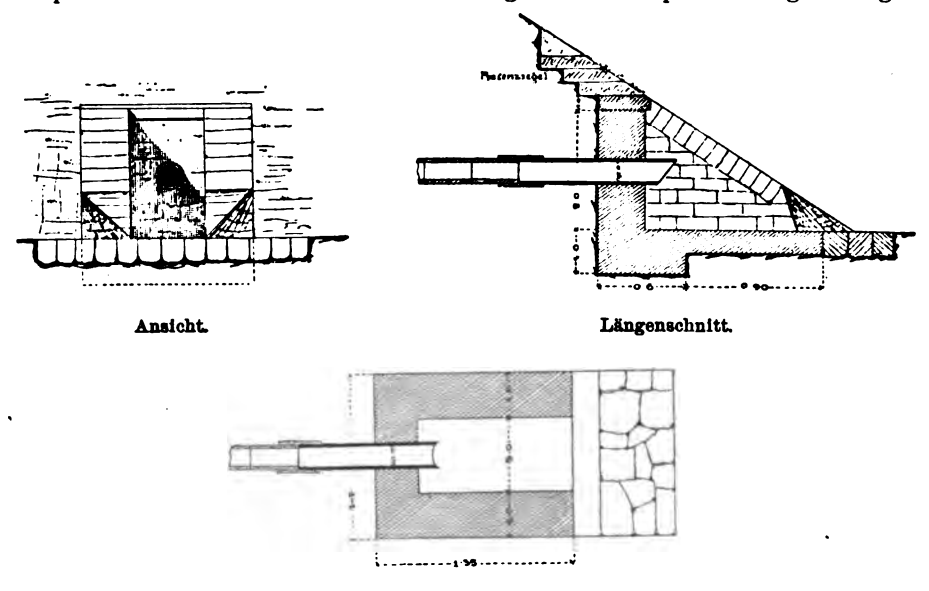
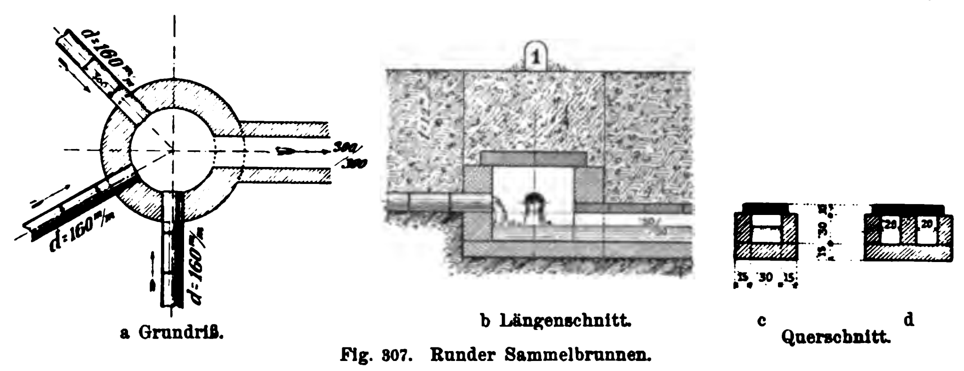


Fig. 306. Gemauertes Auslaufobjekt mit Eisenrohr.

Sammelbrunnens (Vereinigungsschachtes) empfehlen, in welchen die großen Sammeldrains einmünden und von welchem aus dann entweder durch einen gemauerten Deckelkanal oder eine entsprechend große Rohrleitung aus glasierten Steinzeugmuffenröhren das gesammelte Wasser dem Vorflutrezipienten zugeführt wird. Fig. 307 a und b zeigt den Grundriß und Längenschnitt eines solchen

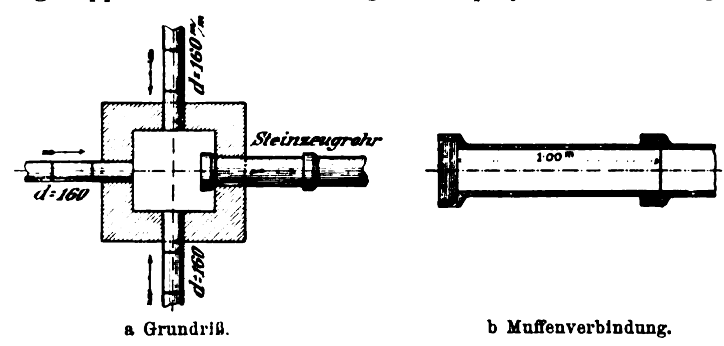
runden, in Ziegel- oder Bruchsteinen hydraulisch gemauerten Vereinigungsschachtes, in welchen 3 Hauptsammeldrains von 160 mm Lichtweite einmünden und welcher durch Steinplatten bedeckt ist. Ein Markierungsstein (1) ermöglicht die jederzeitige leichte Auffindung des Schachtes, falls eine Revision infolge Verstopfung eines Systems notwendig wird. Selbstverständlich wird man solche Schächte nicht mitten in ein Feld, sondern am Rande eines Weges



a Grundriß. b Längenschnitt. c d Querschnitt.

Fig. 307. Runder Sammelbrunnen.

auf einen Felddrain u. dergl. verlegen. Ein 300 mm breiter und gleich hoher Deckeldurchlaß (Sammelkanal, Fig. 307 c) führt das Wasser und event. mitgebrachten Sand in den Vorflutgraben etc. ab. Am Ende dieses Kanales ist ein Auslaufobjekt herzustellen. Ergibt die Berechnung bei Annahme einer maximalen Lichthöhe von 0,30 m eine bedeutend größere Breite, dann wird man einen gekuppelten Deckelkanal (Fig. 307 d) projektieren. In Fig. 308 a ist



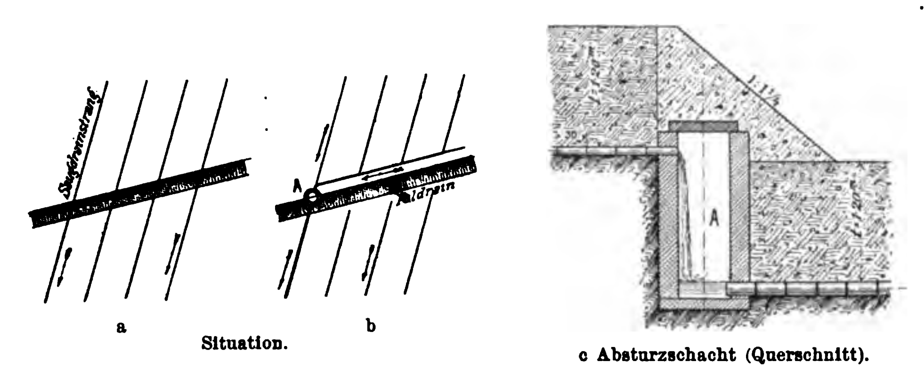
a Grundriß. b Muffenverbindung.

Fig. 308. Quadratischer Vereinigungsschacht.

im Grundriß ein quadratischer Sammelschacht mit einer Steinzeugrohrableitung, in Fig. 308 b die Muffenverbindung der letzteren veranschaulicht.

4. Absturzschächte. Werden in gebirgiger Gegend die Saugdrains durch steile, hohe Feldraine gekreuzt, so wird man diese Kreuzung nicht in der in Fig. 309 a angedeuteten Weise durchführen und den Saugdrains innerhalb der Felddrainböschung ein lokal sehr starkes Gefälle geben, sondern man wird nach Fig. 309 b die normal 1,15—1,25 m tief gelegten Saugdrains des oberen Feldes durch einen Sammeldrain vereinigen und diesen in einen Absturzschacht (Fig. 309 c, A) einmünden lassen. Nachdem die von der

Sohle des Schachtes abzweigende Fortsetzung der Sammeldrains auch ein größeres Gefälle besitzt, wird eine Ablagerung von Sand und Schlamm in dem Schachte nicht zu befürchten sein, dessen event. Reinigung überdies weder besondere Mühe noch Kosten verursacht. Sind viele solcher Absturzschächte



Situation. c Absturzschacht (Querschnitt).

Fig. 309. Absturzschacht-Anordnung.

notwendig, so können statt der gemauerten Objekte weite glasierte Steinzeugmuffenröhren verwendet und in der in Fig. 310 ersichtlichen Weise angeordnet werden.

5. Quellfassungen. Im Falle auf dem Entwässerungsgebiet lokal größere Quellen auftreten, müssen diese separat gefaßt und mittels eines separaten Drainstranges direkt in den Vorflutgraben geleitet werden. Wenn die Quelle senkrecht aufsteigt, dann wird entsprechend der Tiefe der Absenkung des Grundwasserspiegels ein kleiner runder Schacht in Trockenmauerwerk (Ziegel- oder Bruchstein) ausgeführt, mit Schotter um- und ausgefüllt, mit Platten lose bedeckt und von hier aus ein Drainagerohrstrang als Abflußleitung gelegt (Fig. 311 a—c). Bei Mangel an entsprechenden, in der Nähe auffindbaren Steine und bei einer größeren Anzahl von Quellenfassungen lassen sich ebenfalls

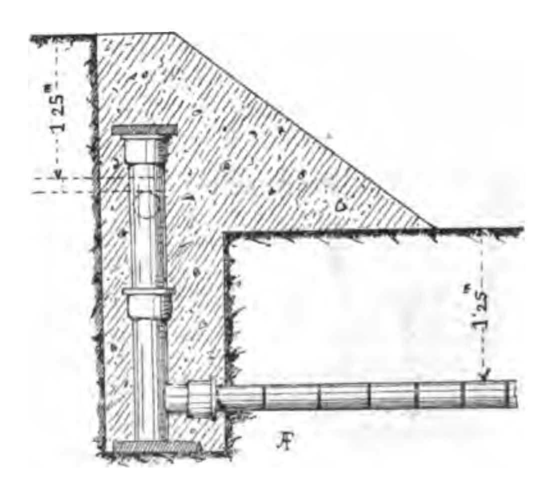
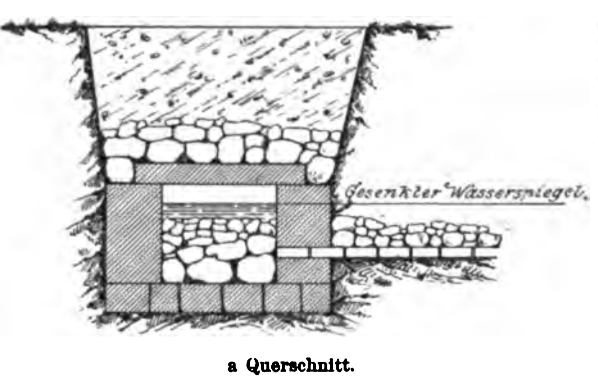


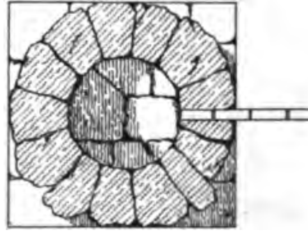
Fig. 310. Absturzschacht (Querschnitt) aus glasierten Steinzeugröhren.

weite glasierte Steinzeugmuffenröhren, jedoch gelocht, in der aus Fig. 312 zu entnehmenden Bauart praktisch verwenden, welche unten auf eine Ziegel- oder Steinplatte gestellt, oben ebenfalls gedeckt und ringsum mit Schottersteinen umlegt werden. Bei größeren Tiefen kann das gelochte Rohr durch ein oder zwei gewöhnliche Muffenröhren verlängert werden.

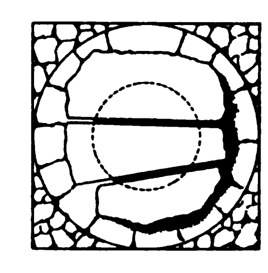
6. Unterleitungen. Kreuzt der Hauptsammeldrain, Entwässerungsgraben u. dergl. einen zu hoch gelegenen offenen Wasserlauf, so muß dieser unterfahren werden mittels einer Unterleitung, auch Siphon oder Dücker genannt. Die bauliche Durchführung solcher Objekte ist aus den späteren Figuren bei Beschreibung ausgeführter Ent- und Bewässerungsanlagen zu ersehen.



a Querschnitt.



b Grundriß.



c Daraufsicht.

Fig. 311. Quellenfassung.

ζ) Beste Bauzeit für Drainagen.

Falls keine anderen einflußnehmenden Faktoren berücksichtigt werden müssen, ist die beste Zeit für die Ausführung von Drainagearbeiten der Herbst bis gegen Ende Oktober, wo man nach Vollendung der Bauarbeiten imstande ist, den drainierten Boden noch vor Eintritt des Frostes möglichst tief zu bearbeiten, wodurch die Wirkung der Drainage wesentlich beschleunigt und gefördert wird. Ist beim Legen der Röhren auf Triebsand und auf viel Grundwasser zu rechnen, dann muß womöglich die trockenste Zeit und ein tiefer Grundwasserstand abgewartet werden (also z. B. der August oder September). In schweren Lettenböden, welche zur leichteren Bearbeitung einen gewissen größeren Grad von Feuchtigkeit beanspruchen, wird man nicht die trockenste Zeit, sondern das Frühjahr oder den Spätherbst wählen. Überdies ist für die Zeit des Baubeginns im Frühjahr die Zeit der Bestellung der Felder, im Herbst die Zeit der Aberntung und Einführung, die ja in verschiedenen Gegenden eine verschiedene sein kann, ja selbst in derselben Gegend je nach den Witterungsverhältnissen variieren kann, ebenfalls maßgebend.

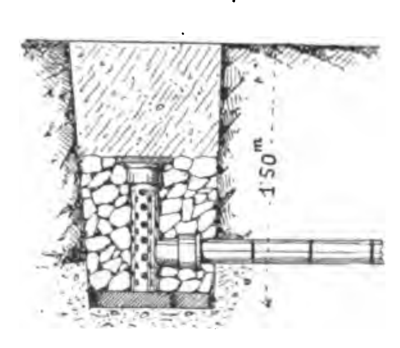


Fig. 312. Quellfassung mittels gelochter Steinzeugrohre.

i) Verhütung der Verstopfungen von Drainagerohrsträngen.

Die Ursachen der Verstopfung können mannigfaltige sein, insbesondere jedoch:

1. zu geringes Gefälle der Drainrohrstränge, also geringe Geschwindigkeit, dadurch bewirkte Sedimentation (Ablagerung) von Sand und Schlamm und somit Verstopfung der Durchflußöffnung. Dieses Gefällminimum kann von Hause aus schon im Projekt oder in der Ausführung liegen oder aber dadurch entstanden sein, daß an einer Stelle, wo der Untergrund nachgiebig ist oder ausgewaschen wurde, der Rohrstrang sich gesetzt hatte, wodurch eine sackförmige Mulde in der kontinuierlichen Drainrohrstrang-Nivellette entstand;

2. können Wurzeln von zu nahe liegenden Bäumen und Sträuchern in die Röhren eingedrungen sein und dieselben verstopft haben. Dasselbe kann auch durch tiefwurzelnde Pflanzen, z. B. Raps, Rübe, Schachtelhalm, Schilf etc., bewirkt worden sein;

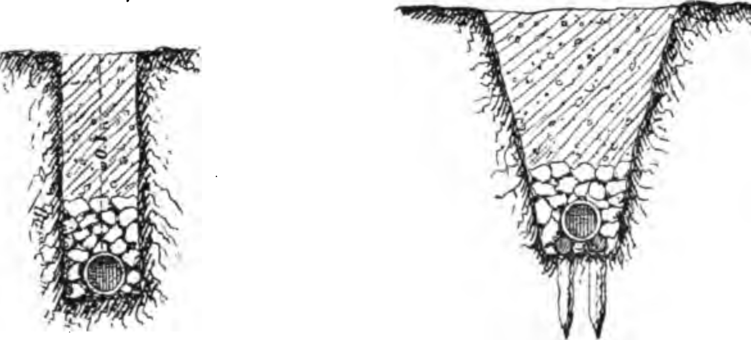


Fig. 313. Drainageröhrenbettung a bei festem Grund. b bei weichem Grund.

3. können Niederschläge und Sinterbildungen von kohlensaurem Kalk und Eisenoxydhydrat bei fortschreitender Ablagerung eine namhafte lokale Verengung herbeiführen;

4. können in der letzten Endstrecke beim Auslaufe endlich Verstopfungen auch durch Frösche und Fische veranlaßt werden.

Diese Verstopfungen, welche natürlich ein Aufhören der Funktionierung der Drainageanlage zur Folge haben, können mit Bezug auf die Ursachen verhütet werden:

ad 1. durch Wahl eines entsprechend größeren Gefälles, durch Sicherung des Rohrstranges bei nachgiebigem Boden gegen Senkung und durch Übertragung des Druckes auf eine größere Fläche. Diese Sicherung (Fundierung) des Rohrstranges in weichem Boden kann dadurch erzielt werden, daß man auf die entsprechend breiter und tiefer auszuhebende Grabensohle eine genügend starke Kiesschicht schüttet, auf welche die Drainröhren zu liegen kommen, oder aber die letzteren auf zwei der Länge nach auf der Grabensohle liegenden Latten u. dergl. aufruhen läßt. Endlich können z. B. in Moorböden zwei Reihen Pflöcke (Pfähle) in die breite Grabensohle eingetrieben, darauf Stangenholz genagelt werden, welches als Auflager des Drainrohres dient (siehe Fig. 313). Zur Verhütung einer unvermeidlichen Verstopfung erscheint

es endlich in den meisten Fällen ausgeschlossen, Drainageanlagen mit künstlicher Vorflut (durch Heben des Wasserspiegels aus einem Sammelbrunnen, in welchen der Hauptdrain einmündet) zu bauen.

ad 2. Man legt die Drainstränge mindestens 5—6 m von Bäumen, Sträucherwerk u. dergl. (insbesondere von Pappeln) entfernt und baut Raps, Rüben und sonstige tiefwurzelnde Kulturgewächse nie in den ersten Jahren nach der Vollendung der Drainage, sondern immer erst später an, wenn sich der Boden in den Gräben entsprechend gesetzt hat. In der Nähe von Bäumen wird sich überdies die in der Fig. 314 veranschaulichte Anordnung der Drainage empfehlen. (Siehe auch „Berichtigungen und Nachträge" am Ende dieses Bandes.)

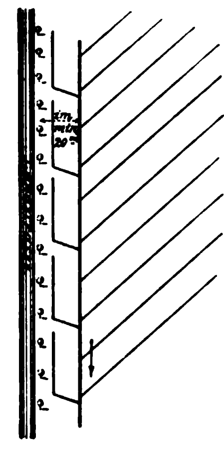


Fig. 314. Drainageanlage in der Nähe von Bäumen.

ad 3. Wo eine Verstopfung infolge der Beschaffenheit des Untergrundes und des Wassers zu befürchten ist, muß man größere, also 50 mm weite Saugdrains wählen und denselben ein größeres Gefälle geben, überdies für diese Strecken nur ausgewählte, innen sehr glatte Röhren verwenden.

ad 4. Die Auslaufobjekte (Mündungen) müssen gegen das Hineinkriechen von Fröschen durch Anbringung von Gittern oder abgeschrägten Eisenröhren, wie dies bei der Konstruktion der Auslaufobjekte erörtert wurde, entsprechend gesichert werden.

k) Wirkung der Drainage.

Die Drainage bewirkt selbst beim strengsten Lettenboden eine Auflockerung in der Weise, daß nach und nach sehr feine Risse und Spalten im Boden entstehen, durch welche Luft und Wasser eindringen können. In dem

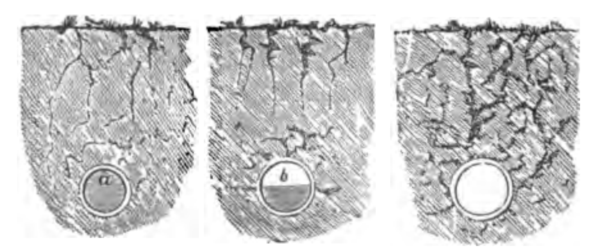


Fig. 315. Veränderung der Bodenstruktur durch die Drainage.

Maße, als das Wasser abgeführt und der Spiegel permanent gesenkt wird, zuletzt das Drainrohr zuzeiten ganz leer ist, erweitern sich die Risse, welche im Anfange nur auf der Terrainoberfläche spärlich auftreten, später sich auch vom Rohrstrang aus ausbreiten (siehe Fig. 315); es dringt warme Luft durch diese Risse, bei leerem Rohr auch direkt durch das letztere ein, der Boden trocknet aus, verringert sein Volumen und wird klüftig. Durch diese natürliche Erschließung des Bodens bedingt, welche später noch durch eine tiefgründige Bearbeitung wesentlich erhöht werden kann, treten dann jene das

Wachstum der Pflanzen befördernde Erscheinungen auf, wie solche am Eingange der Besprechung über Drainagen detailliert vorgeführt wurden. Es kann daher auch der Fall eintreten, daß Drainagen selbst bei nicht zu hoch gelegenem Grundwasserstande nur zu dem Zwecke der Aufschließung eines sehr fetten, dichten Lettenbodens durchgeführt werden.

l) Kosten der Drainage.

Die Kosten einer Drainageanlage zerfallen in fünf Hauptgruppen, und zwar umfassen dieselben:

1. die Projektsverfassung einschließlich der geodätischen und geognostischen Vorerhebungen (Ausmessungen und Bodenuntersuchungen);
2. die Kosten der Anschaffung der Drainageröhren loco Fabrik und die Transportkosten bis zum Meliorationsgebiet;
3. die Kosten der Herstellung der Drainage (Bauarbeiten); dieselben zerfallen in:
   a) den Grabenaushub,
   b) das Legen der Röhren,
   c) das Zutragen von den Depots zur Verwendungsstelle, die Kosten des Auslegens und der event. Reinigung einzelner Röhren,
   d) die Kosten des Zuwerfens der Gräben;
4. die Kosten der Herstellung der Vorflut und der Nebenobjekte (Unterfahrungen, Auslaufobjekte, Überführungen, Quellenfassungen);
5. die allgemeinen Kosten als: Bauaufsicht, Abnutzung der Werkzeuge etc.

Für die Aufstellung aller dieser Kosten sind nachstehende Momente zu berücksichtigen.

1. Kosten der Projektsverfassung und Vorerhebungen.

In den meisten Ländern werden in neuester Zeit alle jenen Projekte inkl. der Vorerhebungen auf Kosten des Landes oder Staates verfaßt, welche entweder die im öffentlichen Interesse liegenden Meliorationsbauten oder solche Anlagen betreffen, welche von hervorragender volkswirtschaftlicher Bedeutung aus öffentlichen Fonds (aus Staats- oder Landesmitteln) subventioniert werden. Die Kosten der Projekte hingegen, welche (in der Regel durch Zivilkulturingenieure) für Private (zumeist Großgrundbesitzer) ausgearbeitet werden, können sehr verschieden sein. Der anzunehmende Einheitspreis pro Hektar wird abhängig sein von der Größe der Fläche; er wird ein anderer sein bei völlig ebenem Terrain, bei kupierten, stark geneigten, offenen oder mit Bäumen besetzten Flächen, bei großen zusammenhängenden Komplexen und kleineren zerstreut liegenden Parzellen oder Rieden. Der Preis wird ein anderer werden bei einfacher Drainage und bei Vorhandensein vieler Bauobjekte. Bei größerer, längerer, natürlicher Vorflut oder bei künstlicher Beschaffung derselben werden die Kosten für die Aufnahme und Projektsverfassung separat in Rechnung zu stellen sein. Desgleichen werden die sehr variablen Reisekosten des Ingenieurs einer speziellen Vereinbarung bedürfen, soweit nicht die Honorarnormen der Ingenieurvereine als maßgebend angesehen werden sollten.

2. Anschaffungskosten der Röhren.

Die Preise in den einzelnen Fabriken sind sehr verschiedene, oft auch von der Qualität bedingte. In den Kostenvoranschlag sind natürlich auch die Transportkosten von der Fabrik bis zum Meliorationsgebiete (Arbeitsfeld) einzusetzen. Die Saugdrains von 40 mm Durchmesser werden pro 1000 Stück loco Fabrik (Ziegelei) mit 20—30 K (18—25 M.) gerechnet, während die großen Sammeldrains mit $d = 160$ mm 140—200 K (120—160 M.), $d = 200$ mm schon 350 K (300 M.) kosten. In jedem einzelnen Falle wird man mit Berücksichtigung der Transportspesen die dem Arbeitsfeld zunächst liegenden Ziegeleien zur Offertlegung auffordern und das günstigste Offert loco nächster Eisenbahnstation bei gleicher Güte des Materials akzeptieren. (Siehe auch „Nachträge" am Ende dieses Bandes.)

3. Herstellungskosten (Bauarbeiten) für die eigentliche Drainage.

Dieselben sind abhängig vom Tagelohn, von der Jahreszeit und von der Bodenbeschaffenheit, wie nicht minder von der Fertigkeit der Arbeiter bei Akkord- und Tagelohnarbeit. Auf Grund eines Tagelohnes von 2 K können nachstehende **Preisanalysen** über die Herstellung von Drainagen exklusive der Rohrlieferung für die Aufstellung des Kostenanschlages angenommen werden.

A. Arbeitskosten bei 1,25 m Tiefe der Gräben.

I. Ton-(Letten-)Boden bei 1,25 m Tiefe.

1. Grabenaushub. Die Grabenprofilfläche beträgt bei 36 cm oberer, 30 cm Sohlenbreite und 1,25 m Tiefe $fl = 0{,}41$ m², also der Aushub pro lfd. m = 0,41 m³. 1 Arbeiter leistet im Tonboden 0,28—0,30 m³ pro Stunde, folglich pro Tag mit 10stündiger Arbeitszeit 2,8—3,0 m³ oder im Mittel 2,9 m³. Setzen wir nun den Arbeits-Tagelohn mit 200 h (Heller) fest, so kostet 1 m³ $\frac{200}{2{,}9} = 69$ h. Da ein Arbeiter pro Tag $\frac{2{,}9 \text{ m}^3}{0{,}41 \text{ m}^3} = 6{,}8$ oder rund 7 lfd. m Graben herstellt, so kostet mithin der Aushub pro lfd. m $\frac{60}{7} =$ . . . . 28,6 h

2. Legen der Röhren. Für einen mittleren Rohrdurchmesser von 0,05 m ist ein Arbeiter imstande, 90—100 Stück und bei 0,08 bis 0,10 m Rohrdurchmesser 100—120 Stück per Stunde zu legen, im Mittel daher 100 Stück. Dies entspricht bei 0,30 m Länge eines Drainagerohres einer stündlichen Leistung von 100 Stück $\times$ 0,3 m = 30 lfd. m, daher pro Tag einer Arbeitsleistung von 30 $\times$ 10 Stunden = 300 lfd. m, folglich kostet das Legen von 1 lfd. m $\frac{200}{300} =$. 0,7 „

3. Zuwerfen der Gräben. Die hierzu erforderliche Zeit beträgt erfahrungsgemäß $^1/_6$ der Aushubzeit, also 6,8 lfd. m $\times$ 6 = 40,8 lfd. m Leistung (Zuwerfen) pro Tag, folglich pro lfd. m $\frac{200}{41} =$ 5,0 „

4. Zutragen, Auslegen und Reinigen der Röhren. 1 Arbeiter leistet pro Stunde 12 lfd. m oder pro Tag 12 $\times$ 10 = 120 lfd. m, es entfällt daher pro lfd. m $\frac{200}{120} =$ . . . . . . 1,7 „

Zusammen 36,0 h

Die **Gesamtkosten** der Herstellung **von 1 lfd. m** Drainage im Lettenboden bei 1,25 m Tiefe stellen sich daher auf 28,6 + 0,7 + 5,0 + 1,7 = ... **36,0 h**

II. Lehmboden.

1. Grabenaushub. Der Grabenaushub pro lfd. m beträgt bei 0,45 m oberer, 0,30 m unterer Grabenbreite und 1,25 m Grabentiefe 0,45 m³. 1 Arbeiter leistet pro Stunde im mittleren Lehmboden 0,27—0,45 m³, im Mittel 0,36 m³, folglich pro Tag $10 \times 0{,}36 = 3{,}6$ m³. Es stellt sich somit der Aushub von 1 m³ auf $\frac{200}{3{,}6} = 56$ h. Da 1 Arbeiter pro Tag $\frac{3{,}60 \text{ m}^3}{0{,}45 \text{ m}^3} = 8$ lfd. m Graben aushebt, so stellen sich die Kosten pro lfd. m Grabenaushub auf $\frac{200}{8} =$ 25,0 h

2. Legen der Röhren, dasselbe wie früher . . . . . . 0,7 „

3. Zuwerfen der Gräben, ¹/₆ der Arbeitszeit für den Aushub, $8 \times 6 = 48{,}0$ lfd. m pro Tag, somit pro lfd. m $\frac{200}{48} =$ . . . 4,2 „

4. Zutragen, Auslegen und Reinigen der Röhren, wie früher . . . . 1,7 „

Gesamtkosten pro lfd. m bei 2 K Tagelohn und 10 Arbeitsstunden **31,6 h**

III. Sandboden.

1. Grabenaushub. Das Grabenprofil beträgt bei 0,55 m oberer Breite 0,54 m². 1 Arbeiter leistet pro Stunde 0,50 m³, folglich pro Tag bei 10stündiger Arbeitszeit $10 \times 0{,}5 = 5{,}0$ m³, daher kostet 1 m³ $\frac{200}{5{,}0} = 40$ h. Da 1 Arbeiter pro Tag $\frac{5{,}0 \text{ m}^3}{0{,}54 \text{ m}^3} = 9{,}3$ lfd. m Graben herstellen kann, so kostet somit der lfd. m $\frac{200}{9{,}3} =$. 21,5 h

2. Legen der Röhren, wie früher . . . . 0,7 „

3. Zuwerfen der Gräben, ¹/₆ Arbeitszeit vom Aushub erforderlich, $6 \times 9{,}3 = 55{,}8$ lfd. m Leistung pro Tag, somit pro lfd. m Graben $\frac{200}{55{,}8} =$ . . . . 3,6 „

4. Zutragen, Reinigen und Auslegen der Röhren, wie früher . . . . 1,7 „

Gesamtkosten pro lfd. m bei 2 K Tagelohn und 10 Arbeitsstunden **27,5 h**

B. Arbeitskosten bei 1,50 m Grabentiefe.

I. Tonboden.

1. Grabenaushub. Aushub pro lfd. m $\frac{0{,}47 + 0{,}30}{2} \times 1{,}50$ m $= 0{,}57$ m³. 1 Mann leistet bei 1,50 m Grabentiefe pro Stunde 0,26 m³, folglich pro Tag mit 10stündiger Arbeitszeit 2,6 m³; es

kostet daher 1 m^3 $\frac{200}{2,60} = 76,9$ h. Da die Leistung pro Tag $\frac{2,6}{0,57}$ $= 4,56$ lfd. m beträgt, so kostet der lfd. m $\frac{200}{4,56} =$ . . . . . . 43,8 h

2. Legen der Röhren, wie früher . . . . 0,7 „

3. Zuwerfen der Gräben, $^1/_6$ Arbeitszeit vom Aushub, $4,56 \times 6 = 27,4$ lfd. m pro Tag, somit kostet der lfd. m $\frac{200}{27,4} =$ 7,3 „

4. Zutragen, Reinigen und Auslegen der Röhren, wie früher . . . . 1,7 „

Gesamtkosten pro lfd. m 53,5 h

II. Lehmboden.

1. Grabenaushub. Das Grabenprofil $F = \frac{0,52 + 0,30}{2} \times 1,50 \text{ m} = 0,62 \text{ m}^2$. 1 Arbeiter leistet pro Stunde 0,33 m^3, folglich pro Tag $10 \times 0,33 = 3,3 \text{ m}^3$; dies macht pro Tag $\frac{3,3 \text{ m}^3}{0,62 \text{ m}^2} = 5,32$ lfd. m, somit kostet 1 lfd. m $\frac{200}{5,32} =$ . . . . 37,5 h

2. Legen der Röhren, wie früher . . . . 0,7 „

3. Zuwerfen der Gräben, $6 \times 5,32 = 31,92$ lfd. m, somit kostet der lfd. m $\frac{200}{31,9} =$ . . . . 6,1 „

4. Zutragen, Auslegen und Reinigen der Röhren, wie früher . . . . 1,7 „

Gesamtkosten pro lfd. m 46,0 h

III. Sandboden.

1. Grabenaushub. Das Grabenprofil $F = \frac{0,65 + 0,30}{2} \times 1,50 \text{ m} = 0,71 \text{ m}^2$. 1 Arbeiter leistet pro Stunde 0,46 m^3, folglich pro Tag $10 \times 0,46 = 4,6 \text{ m}^3$ oder pro Tag $\frac{4,6}{0,71} = 6,5$ lfd. m, somit kostet 1 lfd. m $\frac{200}{6,5} =$ . . . . 30,8 h

2. Legen der Röhren, wie früher 0,7

3. Zuwerfen der Gräben, $^1/_6$ Arbeitszeit des Aushubes, $6 \times 6,5 = 39,0$ lfd. m, also pro lfd. m $\frac{200}{39,0} =$ . . . . 5,1 „

4. Zutragen, Auslegen und Reinigen der Röhren, wie früher . . . . 1,7 „

Gesamtkosten pro lfd. m 38,3 h

C. Arbeitskosten bei 2,00 m Grabentiefe.

I. Tonboden.

1. Grabenaushub. Grabenprofil $F = \frac{0,55 + 0,30}{2} \times 2,0 \text{ m} = 0,86 \text{ m}^2$. 1 Arbeiter leistet pro Stunde 0,21 m^3 oder pro Tag

$10 \times 0{,}21 = 2{,}1$ m³ oder pro Tag $\frac{2{,}1}{0{,}86} = 2{,}44$ lfd. m, es kostet daher 1 lfd. m $\frac{200}{2{,}44} =$ . . . . 82,0 h

2. Legen der Röhren, wie früher . . . . 0,7 „

3. Zuwerfen der Gräben, $6 \times 2{,}44 = 14{,}6$ lfd. m, somit pro lfd. m $\frac{200}{14{,}6} =$ . . . . 13,6 „

4. Zutragen, Auslegen und Reinigen der Röhren . . 1,7 „

Gesamtkosten pro lfd. m 98,0 h

II. Lehmboden.

1. Grabenaushub. Grabenprofil $F = \frac{0{,}60 + 0{,}30}{2} \times 2{,}0$ m $= 0{,}90$ m². 1 Arbeiter leistet pro Stunde 0,3 m³ oder pro Tag $10 \times 0{,}3 = 3{,}0$ m³ oder pro Tag $\frac{3{,}0}{0{,}9} = 3{,}3$ lfd. m, es kostet somit 1 lfd. m $\frac{200}{3{,}3} =$ . . . . 60,7 h

2. Legen der Röhren. . . . . 0,7 „

3. Zuwerfen der Gräben, $6 \times 3{,}3 = 19{,}8$ lfd. m, somit kostet 1 lfd. m $\frac{200}{19{,}8} =$ . . . . 10,1 „

4. Zutragen, Reinigen und Verlegen der Röhren . . 1,7 „

Gesamtkosten pro lfd. m 73,2 h

III. Sandboden.

1. Grabenaushub. Grabenprofil $F = \frac{0{,}75 + 0{,}30}{2} \times 2{,}0$ m $= 1{,}05$ m². 1 Arbeiter leistet pro Stunde 0,42 m³ oder pro Tag $10 \times 0{,}42 = 4{,}2$ m³, also pro Tag $\frac{4{,}2}{1{,}05} = 3{,}8$ lfd. m, es kostet somit 1 lfd. m Grabenaushub $\frac{200}{3{,}8} =$ . . . . 52,6 h

2. Legen der Röhren. . . . . 0,7 „

3. Zuwerfen der Gräben, $^1/_6$ Arbeitszeit vom Aushub, $6 \times 3{,}8 = 22{,}8$ lfd. m, somit pro lfd. m $\frac{200}{22{,}8} =$ . . . . 8,8 „

4. Zutragen, Reinigen und Verlegen der Röhren . . 1,7 „

Gesamtkosten pro lfd. m 63,8 h

Auf Grund dieser Preisanalysen ergibt sich daher die nachstehende Tabelle (siehe Seite 344).

4. Herstellung der Vorflut und Nebenobjekte.

Diese Kosten sind natürlich bei einfachen Drainagen minimal und beziehen sich auf die Herstellung des Auslaufobjektes, welches ca. 40—60 K kostet. Bei komplizierten Fällen sind die Kosten sehr divergierend und müssen eben für die einzelnen Objekte und Bauarbeiten die bezüglichen Kostenanschläge aufgestellt werden. Die Einheitspreise werden gleichfalls lokal ver-

Tabelle betreffend die Arbeitskosten pro lfd. m Drainstrang (ausschliefslich der Rohrlieferung).

Post-Nummer	Tiefe des Draingrabens	Ton-(Letten-) Boden:					Lehmboden:					Sandboden:					Anmerkung.
		Kosten für				Gesamtkosten	Kosten für				Gesamtkosten	Kosten für				Gesamtkosten	
		Grabenaushub	Legen der Röhren	Zutragen, Auslegen, Reinigen der Röhren	Zuwerfen der Gräben		Grabenaushub	Legen der Röhren	Zutragen, Auslegen, Reinigen der Röhren	Zuwerfen der Gräben		Grabenaushub	Legen der Röhren	Zutragen, Auslegen, Reinigen der Röhren	Zuwerfen der Gräben		
	m	pro lfd. m in Heller															
1	1,25	28,6	0,7	5,0	1,7	36	25,0	0,7	4,2	1,7	32	21,5	0,7	3,6	1,7	27	Die Preise für die Gesamtkosten sind gegenüber den aus der Preisanalyse entwickelten Zahlen abgerundet eingesetzt.
2	1,50	43,8	0,7	7,3	1,7	53	37,5	0,7	6,1	1,7	46	30,8	0,7	5,1	1,7	38	
3	2,00	82,0	0,7	13,6	1,7	98	60,7	0,7	10,1	1,7	73	52,6	0,7	8,8	1,7	64	

Werden diese Arbeiten im Akkordwege vergeben, so stellen sich die Herstellungskosten oft wesentlich niedriger. So wird z. B. pro lfd. m Grabenaushub in Lehm- (überhaupt mittlerem) Boden bei einer maximalen Tiefe von 1,25 m samt Legen der Röhren und Zuschütten zumeist ein Einheitspreis von 12—16 h bei lokal niederen Tagelöhnen und 20—35 h bei lokal höheren Tagelöhnen erzielt.

schiedene sein. Im Durchschnitt wird man als Einheitspreise folgende Ansätze wählen können, wenn es sich nur um generelle Kostenvoranschläge handelt:

Ziegelmauerwerk in hydraulischem Kalkmörtel pro m^3 . . .	20,00—24,00	K
Glatter, geschliffener Portlandzementverputz im Innern der gedeckten Kanäle pro m^2	2,50	„
Rauhe Deckplatten für Kanäle und Schächte, 0,08 m stark, in hydraulischem Kalkmörtel gelegt, pro m^2	12,00	„
Bearbeitete Erdhacken, 0,10 m stark, pro m^2	20,00—30,00	„
Äußerer rauher Verputz in hydraulischem Kalkmörtel pro m^2 .	1,00	„
Trockenpflaster pro m^2	1,00—1,50	„
Erdaushub für Objekte und Wiederanschüttung pro m^3 . . .	0,40—0,80	„

5. Allgemeine Baukosten.

Zu denselben gehört ein prozentualer Zuschlag zu der Bausumme, welcher den Unternehmergewinn, ferner die Kommissionskosten, die Bauaufsicht, Abnutzung und Reparatur der Werkzeuge enthält. Dieser Posten kann mit ca. **10—20** % der Bausumme in Anschlag gebracht werden.

Durchschnittsbaukosten der Drainagen und offenen Grabenentwässerungen pro Hektar. Die durchschnittlichen Totalkosten der Drainagen richten sich nach der Dichtigkeit derselben (Entfernung der parallelen Saugstränge), nach der Bodenbeschaffenheit, nach den lokalen Bau- und Röhrenpreisen, nach den Transportkosten und endlich nach der Art der Vorflutbeschaffung. Fassen wir nur mitteldichte Paralleldrainagen ohne lange und teuere Vorflut ins Auge, so können wir für Österreich für leichten und mittelschweren Boden als Minimum einer Paralleldrainage pro Hektar 120 bis 200 K, für Deutschland 100—350 M. (120—420 K) rechnen. In dem schweren Pläner Tonboden Böhmens (80—85 % abschlämmbare Teile) mit dem äußerst geringen Gefälle von 0,5—1,0 ‰ werden ausschließlich Saugdrains von $d = 50$ mm (34 K pro Mille loco Ziegelei gegen 20—24 K bei $d = 40$ mm), in einzelnen Fällen sogar $d = 65$ mm verwendet, welche 8—10 m entfernt gelegt werden. Es wurde in Böhmen die Beobachtung gemacht, daß bis zu einem Minimalgefälle von 2 ‰ die Saugdrains $d = 40$ mm nicht mehr verwachsen, daher bei kleineren Terrainneigungen schon 50er Röhren gewählt werden müssen.

Wiesen und gewöhnliches Ackerland werden daselbst 1,25—1,30 m tief drainiert, während bei Zuckerrüben auf 1,35—1,50 m Tiefe mit sehr gutem Erfolge gegangen wurde. Nachdem auch die Tagelöhne sehr hohe sind, so daß pro lfd. m Erdarbeit und Legen der Röhren 30—35 h (gegen 12—20 h in Mähren) gezahlt werden müssen, so stellen sich die Drainagekosten in Böhmen pro Hektar schon in leichtem und mittlerem Boden auf 400—460 K. Im allgemeinen schwanken die Drainagekosten pro Hektar in

Böhmen von		300—700	K
Mähren	im Mittel	300	„
Niederösterreich von		200—400	„
Galizien	im Mittel	250	„
Bukowina von		260—500	„

Die von den Landesmeliorationsbureaus herausgegebenen Tätigkeitsberichte weisen auf äußerst günstige Erfolge hin, und sind beispielsweise in

den böhmischen Berichten die einzelnen Gutachten der Grundbesitzer, Wassergenossenschaften etc. speziell angeführt.

Bei größeren Entfernungen der Saugdrains und zerstreuten Parzellen mit wenig Rohrsträngen kann dieser Durchschnittspreis wesentlich herabsinken. Die Baukosten der Entwässerungen mittels offener Gräben variieren sehr bedeutend, man kann dieselben zwischen 40 und 400 K (30 und 350 M.), bei gewöhnlicher einfacher Vorflutsbeschaffung im Mittel mit 80 K (70 M.) annehmen.

Die Erhaltungskosten können für Entwässerungsanlagen im Durchschnitt pro Jahr und Hektar bei Drainagen mit 60 h (50 Pf.), bei Entwässerungen mittels offener Gräben mit 1—2 K (1—2 M.) angenommen werden.

Die Wertsvermehrung durch die Bodenmelioration wird eine um so größere werden, je versumpfter der Boden vor der Entwässerung war. Für mittlere Verhältnisse wird eine Verdoppelung des Grundwertes angenommen werden können. Die für die Aufstellung der Rentabilitätsberechnung notwendige Annahme (Schätzung) des Ertrages nach der Melioration wird am sichersten in der Weise erfolgen, daß als späterer Ertrag der zu entwässernden Grundstücke der mittlere Ertrag von in nächster Nähe gelegenen, nicht entwässerungsbedürftigen Grundstücken von gleicher Bodenbeschaffenheit in die Rechnung eingesetzt wird. Unter allen Umständen kann jedoch mit Sicherheit auf die baldigste Amortisierung des investierten Baukapitals gerechnet werden.

m) Fabrikation der Drainageröhren.

Das Material, aus welchem gute Drainröhren gemacht werden, ist eine nicht gar zu fette Ziegelerde (Tonerde), welche nicht viel Kalk enthält, sich in gebranntem Zustande wetterbeständig zeigt und sich überhaupt hart brennen läßt, ohne beim Brand Sprünge zu bekommen, zu schwinden, also volumbeständig ist. Ist der natürlich vorkommende Ton zu fett, so kann derselbe dadurch magerer gemacht werden, daß man feinen (kalkfreien) Sand oder gestoßene Tonscherben beimengt; ist das Material zu mager, dann kann es durch einen entsprechenden Zusatz von fettem Letten für die Verwendung zur Röhrenerzeugung brauchbar gemacht werden. Unter allen Umständen ist jedoch darauf zu sehen, daß der Ton keine Mergel- oder Kalkknollen enthält. Der Ton wird vor Eintritt des Winters gegraben, in niedere Haufen geworfen und zeitweise umgeschaufelt, damit er durchfrieren kann. Im Frühjahr wird der Ton, falls er von Natur aus nicht schon entspricht, geschlämmt. Dieses Schlämmen geschieht in gleicher Weise wie bei der Ziegelfabrikation durch einen eigenen, zumeist mittels Göpel angetriebenen Schlämmapparat (Fig. 316). In eine ringförmig gemauerte schmale Grube wird die Tonerde mittels Schubkarren eingebracht. An einem in der Mitte situierten Wellbaum sind die Göpelarme (Ausleger) und an diesen eggenartige, mit eisernen Zähnen und Messern armierte Rührvorrichtungen angebracht, welche den mit Wasser versetzten, in den gemauerten ringförmigen Kanal eingebrachten Ton zerteilen und durchrühren, wobei sich die schwereren Steinchen etc. zu Boden setzen, während der dünnflüssige Tonschlamm abfließt.

Der Antrieb der Pumpe, durch welche permanent Wasser in das Rührwerk eingeleitet wird, erfolgt zumeist direkt durch den Göpel. Bei kleinerer

Betriebseinrichtung können einfachere Schlämmapparate in Anwendung kommen. Entweder kann das Rühren in etwas geneigten Trommeln (sogen. Schlämmtrögen) erfolgen, in welchen der Ton mit Wasser eingeweicht wird und durch hölzerne Rührarme, welche auf einer horizontalen Welle aufgezapft sind, eine gründliche Zerkleinerung und Durchmischung, verbunden mit der Sedimentation der Steinteilchen, erfährt. Diese Welle kann ebenfalls durch einen Göpel angetrieben werden. Der einfachste Schlämmapparat besteht aus

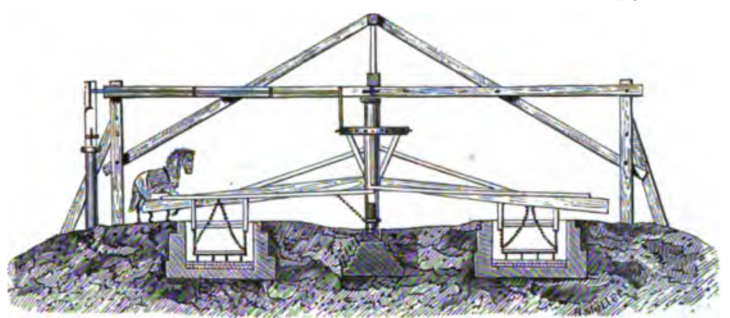


Fig. 316. Schlämmapparat. Vertikalschnitt.

einem Rührkasten (Fig. 317 *A*), in welchen das Tonmaterial eingebracht und unter gleichzeitigem Zufluß des entsprechenden Wasserquantums mittels hölzerner Krücken durch Arbeiter gut durchgerührt wird, bis es sich völlig aufgelöst hat. Aus diesem erhöht stehenden Rührkasten kann durch eine Schütze *a*, die etwas über dem Boden erhöht liegt, damit Steinchen und grober Sand zurückgehalten werden, der dünnflüssige Tonbrei in die Rinne *E* und aus dieser in eines der unterhalb stehenden Absatzbassins *B* eingelassen werden.

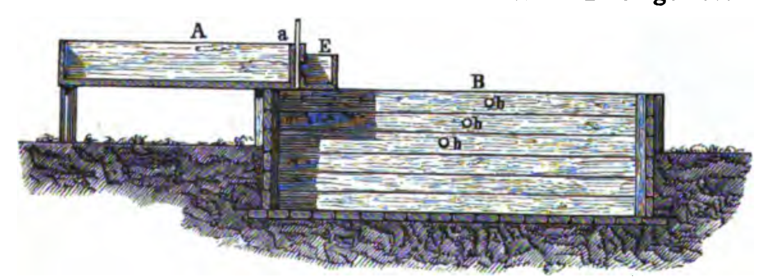


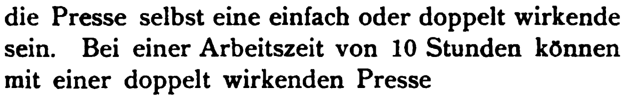
Fig 317. Schlämmapparat für Handarbeit.

Der Boden dieser Bassins, deren mehrere nebeneinander stehen, ist aus Ziegelpflaster, die Wände aus starken Holzpfosten (entsprechend gedichtet) hergestellt. In diesen Bassins gelangt nun der Ton zur Sedimentierung und wird durch allmähliche Öffnung der mit Holzpfropfen verschlossenen, verschieden hoch liegenden Löcher *b* in der Seitenwand das Wasser von oben herab langsam abgelassen. Der übrig bleibende Lehm wird, sobald er knetbar geworden, gut durchgetreten und sodann in Ziegelformen geschlagen und zur Drainröhrenpresse gebracht.[1])

[1]) Siehe auch Heusinger-Waldegg, „Die Ziegel- und Röhrenfabrikation", und Bock, „Die Ziegelfabrikation". Leipzig 1901.

Hat der so geschlämmte Ton noch nicht die für die Röhrenfabrikation nötige gleichförmige Beschaffenheit, so wird derselbe nochmals mittels sogen. Tonschneider oder Knetmaschinen einer gründlichen Bearbeitung unterzogen. Aus Fig. 318 ist die Konstruktion eines Tonschneiders (System Schlickeysen) zu ersehen. Der Ton wird in den eisernen Zylinder *a b*, der oben trichterförmig erweitert ist (*c*), eingebracht und mittels der an einer vertikalen Achse *d* sitzenden eisernen rotierenden Messer *e* zerschnitten. Der Schaber *e* streicht den haften bleibenden Ton stetig ab. Der Ton sammelt sich auf dem an der Achse befestigten rotierenden Boden *g* an und wird durch die Seitenöffnung *f* herausgepreßt.

Die eigentliche Herstellung der Röhren erfolgt durch die Drainröhrenpresse. Der Antrieb derselben kann mit der Hand oder Maschine erfolgen, die Presse selbst eine einfach oder doppelt wirkende sein. Bei einer Arbeitszeit von 10 Stunden können mit einer doppelt wirkenden Presse



2000	Stück	Röhren	mit	$d = 40$ mm
1700	„	„	„	$d = 50$ „
1000	„	„	„	$d = 80$ „
800	„	„	„	$d = 100$ „
550	„	„	„	$d = 130$ „
450	„	„	„	$d = 150$ „

täglich erzeugt werden. Fig. 319 zeigt den Längenschnitt, Fig. 320 den Querschnitt einer einfach wirkenden Röhrenpresse, welche Konstruktion von Whitehead in England 1848 erfunden wurde, seit welcher Zeit der bedeutende Aufschwung im Drainagewesen zu konstatieren ist, da erst durch diese Presse eine billige und gute Herstellung der Röhren ermöglicht wurde. Der gußeiserne Kasten *K* wird mit dem in Ziegelform gebrachten und fest zusammengeschlagenen Ton voll ausgeschlichtet, sodann der obere Deckel *m* geschlossen und derselbe durch Niederdrücken der Hebel *p* und durch Sicherung mittels Durchsteckkeile fest angepreßt. Auf der Rückwand des Kastens *K* befindet sich eine kräftige Gußeisenplatte *l*, welche durch die angeschraubte horizontale Zahnstange *i* in der Richtung gegen die Vorderwand *o* geschoben werden kann, dabei den Ton sehr komprimiert und ihn durch die Mundstücke *o* herauspreßt. Der Antrieb der Zahnstange erfolgt durch ein großes Handrad oder durch 2 Kurbeln und dem entsprechenden Vorgelege von Zahnrädern. (Fig. 321 zeigt den Querschnitt durch das Getriebe.) Das auswechselbare und durch einen Hebel *p* angepreßte Mundstück *o* besteht aus einer Metallplatte, in welcher für große Rohrdurchmesser nur eine ringförmige Öffnung (Fig. 322), für kleinere Durchmesser deren mehrere angebracht sind (Fig. 323).

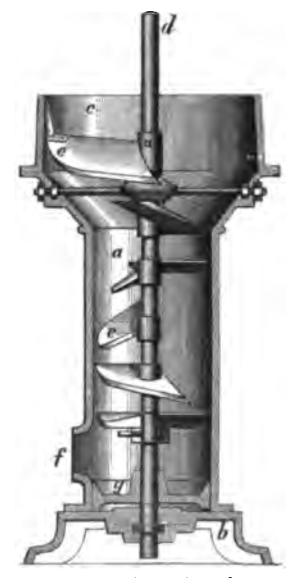


Fig. 318. Tonschneider, System Schlickeysen.

Der durch diese ringförmigen Öffnungen durchgepreßte plastische Ton bildet nun eine lange Röhre, welche auf den hölzernen Rollen *r* fortgleitet. Durch Niederdrücken eines Bügels *q* bezw. zweier in einem Abstande von

30 cm (Drainrohrlänge) gespannten Metalldrähte werden sodann von dieser permanent weiterlaufenden Röhre die einzelnen Röhren abgeschnitten, mittels hölzerner Aufsteckgabeln gefaßt und in den Trockenraum getragen. Die Zahn-

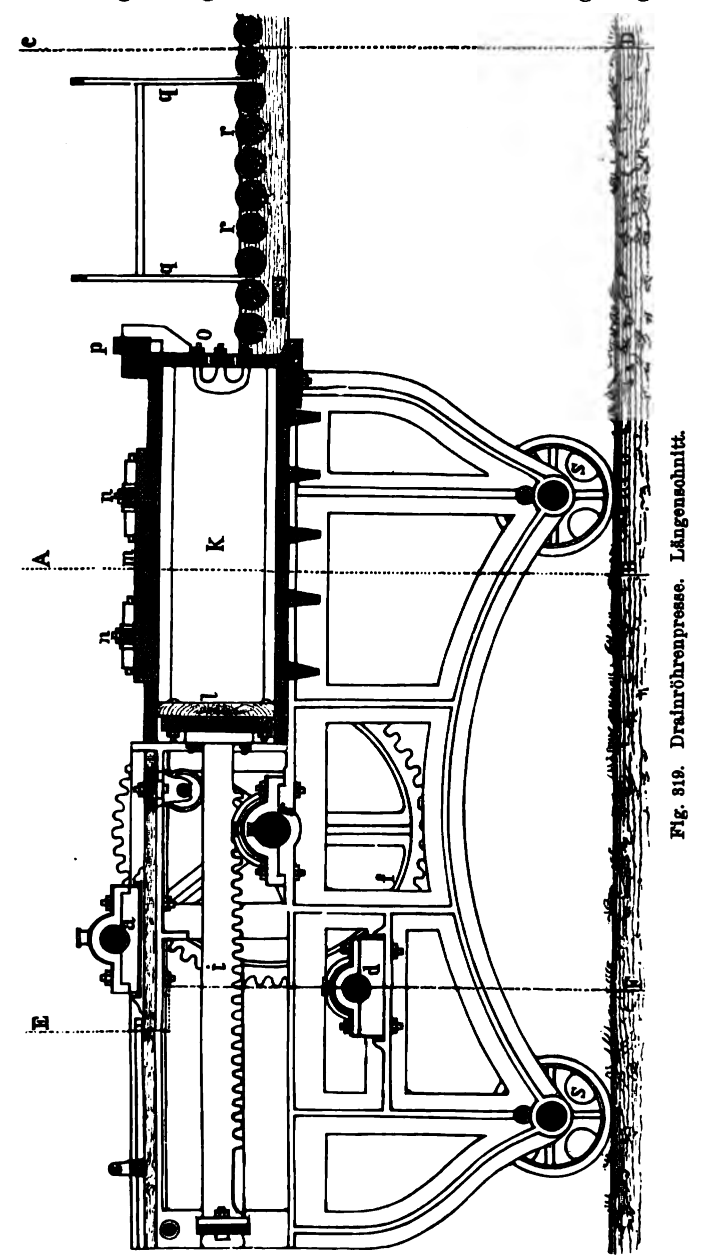


Fig. 319. Drainröhrenpresse. Längenschnitt.

stange bezw. der Preßkolben kann auch auf beiden Seiten mit Preßplatten versehen sein, wodurch ein kontinuierlicher Betrieb ermöglicht wird. Mit derartigen doppelt wirkenden Pressen mit 2 Preßkästen kann die eingangs

erwähnte Anzahl von Röhren pro Tag erzeugt werden. Mit Rücksicht auf die Querschnittsverringerung der Röhren nach erfolgtem Brennen müssen die gepreßten Röhren eine etwas größere Fleischstärke erhalten, daher die Mundstücke dem Schwindungsmaße entsprechend konstruiert sein, desgleichen auch die Längen der frisch gepreßten Röhren entsprechend größer (3 cm) genommen werden. Die Fleischstärke s der Röhren beträgt bei $d = 0{,}04$ m $s = 12$ mm, bei $d = 0{,}05$ m $s = 13$ mm und steigt bei $d = 0{,}15$ m bis auf $s = 23$ mm. Aus 1 m³ Ton können beiläufig 1300 Stück Röhren $d = 0{,}04$ m und 320 Stück Röhren $d = 0{,}15$ m erzeugt werden.

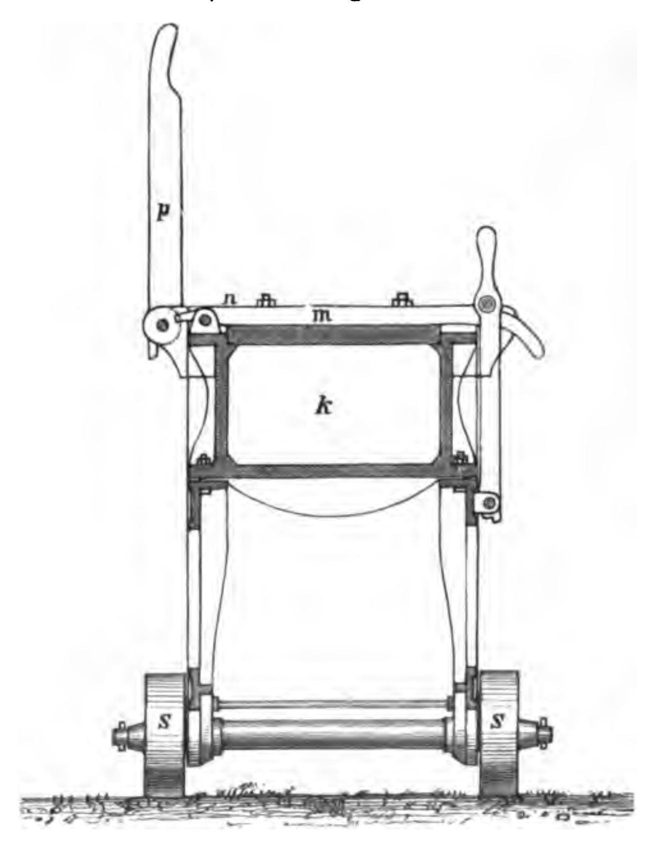


Fig. 320. Drainröhrenpresse. Querschnitt durch den Preßkasten.

Der Preis der oben bezeichneten Drainröhrenpresse (System Whitehead) stellt sich bei einfachem Preßkasten auf 600 K (500 M.), bei doppeltem Preßkasten auf 800 K (700 M.). Die frisch gepreßten Röhren gelangen, wie bereits erwähnt, in den Trockenraum, d. i. ein gedeckter Schuppen, in welchem die Röhren auf entsprechende, aus Latten gebildete Stellagen gelegt werden, damit von allen Seiten Luft zutreten kann, aus welchem Grunde keine Bretter als Unterlage zu nehmen sind. Fig. 324 zeigt den Querschnitt eines solchen Trockenschuppens mit Lattenstellagen. Die nahezu getrockneten Röhren werden, da sie an den Enden schneller trocknen als in der Mitte und

sich daher etwas krümmen, sodann mittels einer Holzrolle (Mangelholz) auf einem dazu hergestellten Tisch (Rolltisch) gerollt und so gerade und im Innern gleich weit gemacht; ferner müssen auch die Schnittflächen ausgebessert werden.

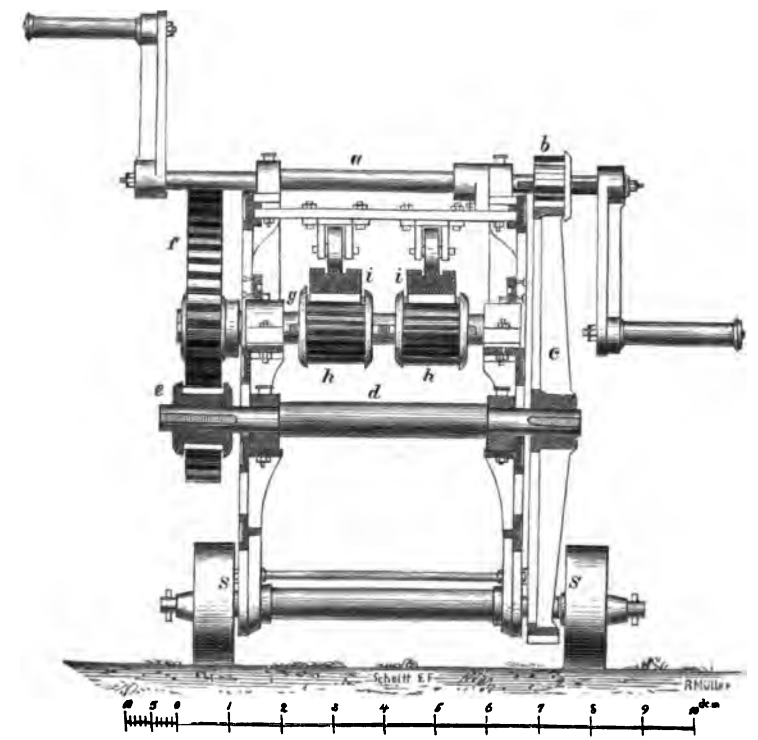


Fig. 321. Drainröhrenpresse. Querschnitt durch das Getriebe.

Das Trocknen soll nicht zu rasch erfolgen, weil sonst die Röhren rissig werden. Bei normalen Witterungsverhältnissen erfordert das Trocknen beiläufig 24 Stunden Zeit. Die getrockneten Röhren werden nun g e b r a n n t.

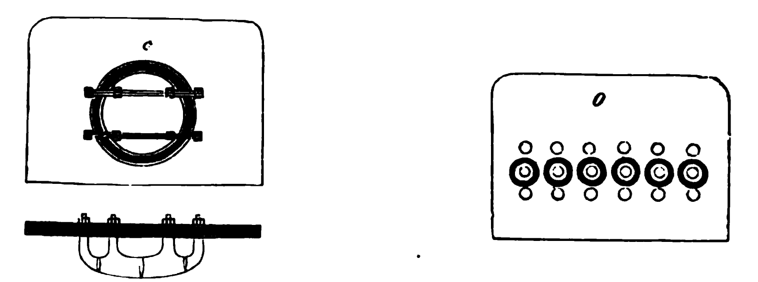


Fig. 322. Mundstück für 1 großes Rohr. Fig. 323. Mundstück für 6 kleine Röhren.

Das Brennen kann in gewöhnlichen Ziegelöfen, besser in Ringziegelöfen oder in eigens dazu gebauten R ö h r e n ö f e n vollzogen werden. Der in Fig. 325 und 326 im Vertikalschnitt und Grundriß gezeichnete P a r k e s sche Röhrenofen hat einen lichten Durchmesser von 4 m und eine lichte Höhe von 2,5 m und

faßt beiläufig 12000 Röhren verschiedener Durchmesser. Die Brenndauer beträgt 45 bis 60 Stunden, in welcher Zeit etwa 30 m/Ztr. Kohle benötigt werden. Dieser Ringofen besitzt 10 Feuerungen *a*, unter denen sich die

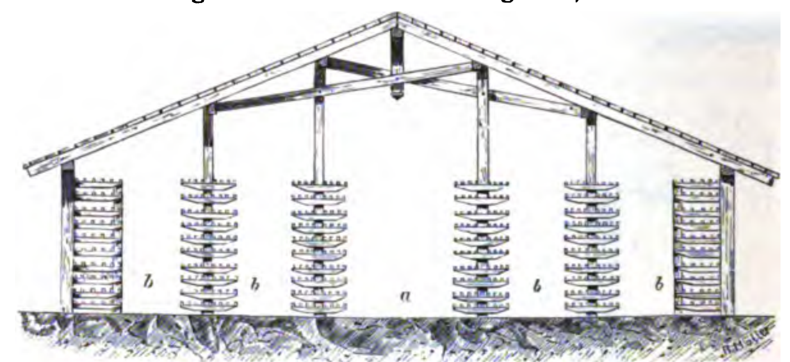


Fig. 324. Trockenschuppen. Querschnitt.

Aschenkanäle *b* befinden. Die Roste sind aus Schamotteziegeln hergestellt. Als Unterlage wird eine Schichte mitzubrennender Ziegel (Backsteine) *Z* eingeschlichtet. Darauf werden die Drainröhren derart eingestellt, daß nach unten die großen Durchmesser kommen, deren Raum überdies noch mit kleinen Röhren auszufüllen ist. Die Einfüllung des Brennmaterials (zumeist Kohlengrus) erfolgt durch die Füllöffnungen *c*, welche durch Deckel, aus gebranntem Ton hergestellt, verschlossen werden. Der Ofenmantel ist mit starken eisernen Reifen *e* umspannt. Der zum Brennen nötige Luftzug wird durch die Zuglöcher *f* vermittelt.

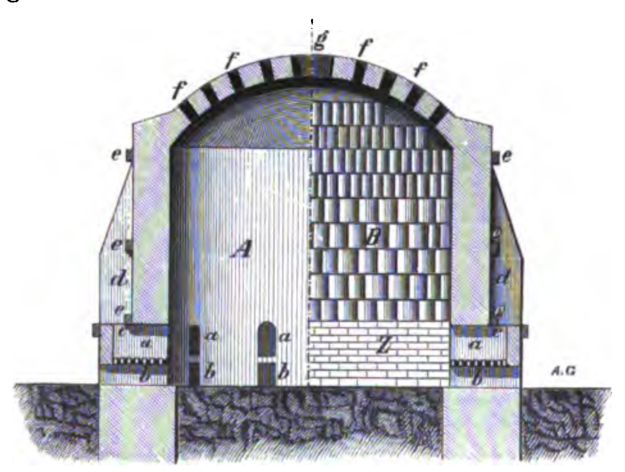


Fig. 325. Parkes Röhrenofen. Vertikalschnitt.

Das Einsetzen der Hauptmasse der Röhren erfolgt durch eine größere Seitenöffnung im Ofenmantel, welche nach Anfüllung des Ofens vermauert wird. Die Ausfüllung des rechten oberen Teiles erfolgt durch die im Scheitel des Gewölbes ausgesparte Einsteigöffnung *g*.

Eigenschaften guter Drainröhren.

Alle beim Vorgange des Brennens der Ziegel bekannten Vorsichtsmaßregeln sind im vorliegenden Falle nur noch in erhöhterem Maße zu beobachten. Die gut gebrannten Röhren dürfen also weder zu wenig noch zu stark gebrannt sein, sie sollen beim Anschlagen einen hellen, reinen Klang geben,

nicht gekrümmt sein; die Schnittflächen sollen senkrecht zur Längenachse liegen, eben und glatt, die Innenfläche gleichweit und vollkommen glatt sein. (Eine rauhe Innenseite begünstigt im hohen Maße die Ablagerung von Sedimenten und damit eine Verstopfung der Röhren). Das Rohr soll ferner nicht zu porös sein, und zwar soll dasselbe nach 12stündigem Liegen im Wasser höchstens bis 15 % seines Trockengewichtes Wasser aufnehmen. Nasse Röhren dem Froste ausgesetzt, dürfen nicht springen oder sich abblättern Sind Mergelknollen oder Kalk im Ton, so sprengen diese im feuchten Zustande das Rohr. Endlich soll die Fleischstärke der Röhren nicht zu groß sein, um infolge des unnötigen größeren Gewichtes die Transportkosten nicht zu erhöhen. Die mittleren Gewichte normaler Röhren pro 1000 Stück sind etwa folgende:

$d = 40$	900 kg.
$d = 50$	11—1200 „
$d = 65$	1600 „
$d = 80$	2300 „
$d = 100$	3000 „
$d = 130$	4500 „
$d = 160$	7000 „



Fig. 326. Parkes Röhrenofen. Horizontalschnitt.

Wie früher bereits erwähnt, spielen die Kosten der Saugdrains die Hauptrolle, indem dieselben 70—80 % des gesamten Röhrenbedarfes ausmachen. Man soll deshalb bei Vergleichung der Offertenpreise nur auf die 40 und 50 mm weiten Röhren das Hauptaugenmerk richten und sich nicht durch mitunter absichtlich niedrig gestellte Einheitspreise der großen Sammeldraindurchmesser (8—16 cm) beirren lassen, welche Sammeldrains nur 3—8 % des Gesamtbedarfes ausmachen. Ausgenommen wäre natürlich der Fall, wo sehr lange Rohrstränge von großen Sammeldrains wegen weiter Entfernung des Auslaufobjektes gelegt und dort durchgeführt werden müssen, wo diese lange Vorflutleitung, über fremden Grund gehend, nicht durch einen offenen Abflußgraben ersetzt werden kann.

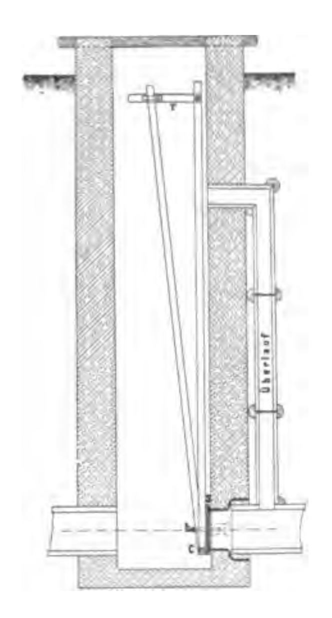
n) Die Ventildrainage.

Landesbaurat Wodička in Wien regte die Durchführung von Drainageanlagen an, bei welchen zeitweise der Wasserabfluß durch Absperrung der Sammeldrains gehindert wird, um einer unter Umständen zu weit gehenden Austrocknung des Bodens vorzubeugen. Wodička geht bezüglich der Notwendigkeit einer solchen temporären Absperrung von folgenden Gesichtspunkten aus.

Der jährliche Bedarf der Kulturpflanzen an Vegetationswasser kann nach den einschlägigen Untersuchungen mit 3—5 Mill. kg pro 1 ha geschätzt werden, was einer Wasserschichte von 300—500 mm entspricht; dieser Wasserbedarf wird ausschließlich durch die Pflanzenwurzeln dem Boden entnommen. Die Vegetationsdauer, während welcher der Verbrauch stattfindet, kann im Mittel

mit vier Monaten, in der Regel vom Mai bis August angenommen werden, da der Wasserbedarf am Anfang der Vegetation und während der Reifezeit sehr gering ist.

Die Niederschlagsmenge in dieser Zeitperiode beträgt rund 300 mm, wovon nur ca. 20 % oder 60 mm in den Boden versinken. Durch diese Wassermenge wäre der Wasserbedarf bei weitem nicht gedeckt, und sind die Pflanzen auf einen Wasservorrat im Boden angewiesen, der sich in der Regel nur durch die Versickerung der Niederschläge während des ganzen Jahres bildet. Wenn man die jährliche Niederschlagsmenge im Mittel mit 750 mm und die Versickerung mit 40 % annimmt, so würden im Laufe des Jahres 300 mm in den Boden versinken.



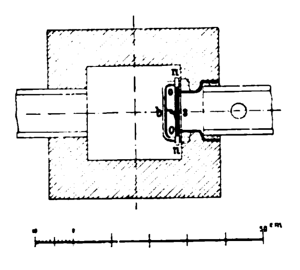


Fig. 327. Wodičkas Ventildrainage.

Ein Teil dieses Wassers wird vom Boden kapillar festgehalten, ein anderer Teil füllt die nicht kapillaren Hohlräume aus und bildet den eigentlichen Wasservorrat. Bei durchlässigen Bodenarten versinkt dieses Wasser im Laufe der Zeit bis auf die undurchlässige Bodenschichte. Wenn diese Schichte nicht zu tief, etwa nur 2—3 m unter der Erdoberfläche liegt, so wird der Wasservorrat bei einem Boden, welcher eine höhere kapillare Steigkraft besitzt, bis zu den Pflanzenwurzeln steigen und ganz oder teilweise ausgenutzt.

Bei einem schwer durchlässigen Tonboden jedoch versickert überhaupt wenig Wasser und wird der Boden nur in der obersten Schichte übersättigt; die Folge davon ist, daß der Boden im Frühjahre an der Oberfläche versumpft ist, die Vegetation sich nicht entwickeln kann, während im Sommer gar keine Feuchtigkeit vorhanden ist.

Da ein großer Teil des landwirtschaftlichen Grundbesitzes aus schweren Tonböden besteht, so ist es auch erklärlich, daß trotz der geringen versickerten Wassermenge so bedeutende Flächen versumpft sind. Durch die Drainage eines solchen Bodens wird derselbe gelockert; es versickert jetzt viel mehr Niederschlagswasser, sinkt aber bis in die Tiefe der Drainage, wodurch die Versumpfung der Oberfläche verhindert wird; das versunkene Wasser wird jedoch zum Schaden der Vegetation bei der gewöhnlichen Drainage einfach abgeleitet.

Durch die Ventildrainage, welche hauptsächlich für derart versumpfte Tonböden von Bedeutung ist, soll dieses Wasser ganz oder zum großen Teil in dem Boden zurückgehalten werden, um die Pflanzen weiterhin mit Wasser zu versorgen, und so der Effekt der Drainage gesteigert werden. Die Ventil-

drainage wird nach dem Prinzip der Querdrainage angelegt und die Ventile in die Sammelstränge eingebaut. Da es sich hier um verhältnismäßig kleine Wassermengen handelt, so müssen die Absperrvorrichtungen dicht schließen, was bei den bisher verwendeten Tonventilen nicht der Fall war.

Über den effektiven Nutzen der Ventildrainage gegenüber einer gewöhnlichen Drainage liegen noch keine verläßlichen Daten vor; ebenso erscheint die Unmöglichkeit der Verstopfung der Drainröhren bei länger andauernder Abschließung und bei gleichzeitigem höheren Prozentgehalt des Tonbodens an feinem Sandstaub durch praktische Erfahrung noch nicht nachgewiesen.

Eine von W. Wodička konstruierte dichtschließende und praktisch bewährte Absperrvorrichtung zeigt Fig. 327. Dieselbe wird in einen Betonschacht eingebaut und besteht aus einem Muffenrohrstück, welches an der Abflußseite so einbetoniert wird, daß der vorstehende Bügel *b* horizontal zu liegen kommt. Zwischen die Röhren und den Bügel wird eine gußeiserne Scheibe *s*, welche an einer Eisenstange befestigt ist, eingeschoben. Die Scheibe hat zwei angegossene Nasen *n n*, mittels welcher sie seitlich an dem Bügel aufsitzt und sich zentrisch gegen die Rohrmündung stellt. Die Eisenstange ist mit einer zweiten durch ein Scharnier verbunden. Wird nun diese bewegliche Stange in horizontaler Richtung angezogen, so preßt sich die Scheibe mit der Nut *o o*, in welche ein Gummistreifen eingepaßt ist, vollkommen dicht gegen die Rohrwandung. In dieser Lage wird die Stange durch den Reiter *r* gehalten. Eine solche Abflußvorrichtung liefert die Armaturen- und Maschinenfabriksgesellschaft in Wien X, Erlachgasse 117. Zeichnungsnummer 2546. Preis für eine Rohrweite von 100 mm 10 K.

III. Entwässerung und Kultur der Moorböden.

Die Art der Entwässerung der Moorböden, obwohl im Prinzip identisch mit den Entwässerungsmethoden für Acker- und Wiesenland, weist doch, bedingt durch die speziellen Eigenschaften des Moorbodens, in einzelnen Details Abweichungen von den allgemeinen Regeln der Entwässerung auf, so daß eine spezielle Besprechung derselben begründet erscheint. Mit den Arbeiten der Entwässerung der Moore hängen jene Arbeiten innig zusammen, welche die Kultur dieser Böden, also die Herstellung der Produktionsfähigkeit derselben für die Landwirtschaft zum Zwecke haben, bezw. dieselbe gemeinsam mit der Entwässerung ermöglichen.

1. Entstehung und Einteilung der Moore.

Eine gedeihliche Entwickelung der Kulturpflanzen, also insbesondere der Zerealien und Futterpflanzen, setzt das Vorhandensein einer entsprechend günstigen Wechselwirkung zwischen Boden, Luft und Wasser voraus. Das Untergrundwasser muß in einer für die Vegetation der Kulturpflanzen günstigen Tiefenlage sich befinden, der Boden selbst muß in petrographischer Hinsicht die für das Wachstum der Pflanzen notwendigen Bestandteile enthalten, welche durch das Eindringen der Luft und Einwirkung einer entsprechenden Temperatur sehr oft erst in die von den Wurzeln der Pflanzen assimilierbare Form gebracht werden müssen. Diese Umwandlung in chemischer Beziehung erfolgt

zum größten Teile durch eine infolge Aufnahme des Sauerstoffes aus der atmosphärischen Luft hervorgerufene Oxydation. Die Oxydation pflanzlicher organischer Substanzen wird in freier Luft oder in lufterfülltem Boden eine viel intensivere sein als unter Wasser, insbesondere dann, wenn dieses Wasser ruhig steht und keine wechselnden Berührungspunkte mit der umgebenden Luft (wie dies z. B. bei fließendem Wasser, Wellenbewegung etc. der Fall ist) bietet. Es wird im Gegenteile statt der Oxydation eine Reduktion stattfinden. Während die Hauptbestandteile der Pflanzensubstanz, der Kohlenstoff und Wasserstoff, bei Luftzutritt durch Aufnahme von Sauerstoff zum Teil in Kohlensäure und Wasser umgesetzt werden, kann sich unter Wasser die Ansammlung vegetabilischer Substanzen in großen Mengen ohne besondere und rasche Zersetzung vollziehen.

Es ist weiter allgemein bekannt, daß durch Kalk die Verwesung wesentlich beschleunigt, bei Vorhandensein von Eisenoxydul dieselbe wesentlich verzögert werden wird, indem das Eisenoxydul in seinem Bestreben, sich rasch in die höhere Oxydationsstufe des Eisenoxydes und Eisenoxydhydrates zu verwandeln, den nötigen Sauerstoff aus seiner Umgebung, also hier aus dem Wasser entnimmt und das Agens der Verwesung der organischen Substanz zum Teil entzieht. Diesen sehr langsamen Prozeß der Zersetzung der organischen Substanz nennen wir „Vermoderung" zum Unterschiede von der „Verwesung", welche den raschen Oxydationsprozeß repräsentiert.

Beim Vermodern der Pflanzenzellulose wird wegen Mangel an atmosphärischem Sauerstoff zum Teil der Sauerstoff der Zellulose selbst zur Bildung von Kohlensäure und Wasser herangezogen werden. Der restierende Kohlenstoff wird, zum Teil an Wasserstoff gebunden, als Kohlenwasserstoff frei, zum Teil bildet er eben „Kohle", in seinem jüngsten Stadium Torfkohle, dann Braunkohle, in den älteren Formen Steinkohle und Anthrazit genannt. Die vermodernden Pflanzenreste üben nun auf sauerstoffhaltige Körper eine mehr oder weniger lebhafte Reduktion durch das Bestreben, den Sauerstoff zu entziehen, aus, indem sie ihren Kohlenstoff und Wasserstoff in Kohlensäure und Wasser umsetzen. Die weiteren Resultate dieser Reduktionsprozesse können dann auch noch Schwefelwasserstoffgase oder bei Vorhandensein von Eisenverbindungen Schwefelkiesknollen, weiter Rückbildungen von Eisenoxydul etc., endlich salpetrige Säure und Ammoniak sein. Bei dieser Vermoderung entstehen ferner noch sogenannte „freie Humussäuren" (saure Böden), welche die Eigenschaft besitzen, kohlensaure Salze (also insbesondere Kalksalze) zu zersetzen und humussaure Salze zu bilden, welche konservierend auf die organische Substanz, also speziell auch auf den Stickstoffgehalt derselben wirken; es wird mithin zumeist der Stickstoffgehalt von dem Kalkreichtum abhängen. Endlich wird die Höhe der Temperatur auf die Intensität der Verwesung von großem Einfluß sein und die Erscheinung einer Vermoderung mit dem Vorhandensein einer konstanten niedrigeren, jedoch nicht permanent unter 0^{0} liegenden Temperatur zusammenhängen. Bei hoher Temperatur kann selbst unter Wasser eine so vehemente Oxydation eintreten, daß dadurch eine Vermoderung, also Anhäufung pflanzlicher Substanz, ausgeschlossen erscheint. Diese kurze Skizzierung der chemischen Vorgänge bei

dem Prozesse der „Vermoderung und Verwesung" vorausgeschickt, wollen wir nun der Bildung der Moorböden und ihrer Einteilung selbst näher treten.

Moorböden werden sich auf verschiedene Weise, zumeist jedoch überall dort bilden können, wo die Bedingungen für eine üppige Entwickelung von Wasserpflanzen vorhanden waren, später jedoch durch Fehlen des natürlichen Abflusses ein allmähliches Steigen des Grundwasserspiegels und damit eine Sumpfbildung eintritt; die abgestorbenen Pflanzen lagern sich sodann auf dem Boden dieses Sumpfes ab, ihre Verwesung wird durch den fehlenden Wasserabfluß verhindert, sie vermodern und werden durch eine neue Vegetation von sauren Gräsern ersetzt. Die sich vermehrende Ansammlung der Pflanzenreste wird endlich so stark, daß diese mit mineralischen Bestandteilen gemengte Schichte, ausschließlich den Untergrund bildend, in den tieferen Partien mehr oder weniger reich an Kohlenstoff wird, durch die darüber liegenden Massen eine Kompression (Verdichtung) erfährt und eine dichte, verfilzte, aus vermoderten, verkohlten und nichtvermoderten Pflanzenresten bestehende braune bis schwarze Schichte — den Torf — bildet. Den ersten Grad einer solchen Vermoderung pflegt man „moorigen Boden" zu nennen, während man bei zunehmender Mächtigkeit diese Bildung mit Moor, Moorboden, im letzten Stadium mit Torfboden bezeichnet. Die Bildung der Moorböden setzt oft eine wasserundurchlässige, muldenförmige Bodenschichte voraus, welche häufigen Überschwemmungen ausgesetzt wird, ohne Vorhandensein eines natürlichen Abflusses. In manchen Fällen werden sich auf der Oberfläche eines stehenden Gewässers (See, Sumpf etc.) allmählich stärker werdende Moorbodenschichten mit üppiger Vegetationsdecke — die sogen. schwimmenden Moore — bilden. Endlich können sich Moore auch in verhältnismäßig höheren Lagen über dem Grundwasserspiegel bilden, wie dies z. B. bei den später zu besprechenden Heidemooren der Fall ist. Die Beschaffenheit der Moore kann demnach eine verschiedene sein und wird sich dieselbe sowohl nach der Beschaffenheit des Untergrundes, auf welchem es ursprünglich entstanden ist, wie nach der Beschaffenheit des neu hinzukommenden Wassers richten, welches die moorbildenden Pflanzen zu nähren hat. Nach der Verschiedenheit dieser moorbildenden Pflanzen teilt man nun die Moore ein in:

a) Heide- oder Moosmoore (auch Hochmoore genannt) und in
b) Wiesen- (Grünlands-) oder Niederungsmoore.

a) Heide- oder Moosmoore (Hochmoore).

Diese Moorböden haben in den Ebenen als Untergrund zumeist eine weiße, kalkarme oder kalkfreie, unfruchtbare Sandschichte, die als Liegendes Lehm, Mergel oder den sogen. Ortstein (Raseneisenstein), eine dünne, durch Pflanzenschlamm oder Eisenoxydul verkittete Sandschichte, besitzt. Da diese Moore auf einem über dem gewöhnlichen Grundwasserspiegel gelegenen Terrain entstanden sind, werden sie auch Hochmoore genannt. Je nach der der Vegetation zur Verfügung stehenden Wassermenge sind die vorherrschenden, die Hochmoore bildenden Pflanzen entweder Erika- (Heidekraut-) Arten (bei weniger Wasser) oder bei reichlicherem, der Vegetation zur Verfügung stehendem Wasser zumeist Sphagnum- (Moos-) Arten. Die erstere

Vegetationsdecke ist zum größten Teile gebildet aus *Erica tetralix* und *Calluna vulgaris*, sowie öfter auch aus *Eriophorum vaginatum* (Wollkraut), die zweite Gruppe insbesondere durch *Sphagnum acutifolium* repräsentiert. Die Entstehung der Hochmoore ist zumeist dadurch zu erklären, daß sie sich auf einem kalkarmen, wasserundurchlässigen Boden in regenreichen Gebieten mit Moos- (Sphagnum-) Arten bestocken. Diese letzteren haben die Eigenschaft, daß einerseits die Pflanzengenerationen auf demselben Stocke weiter wachsen, wodurch die Bodenoberfläche erhöht wird (der Boden wächst in die Höhe und Breite), und daß diese Moosarten andererseits eine enorme Wasserkapazität und Kapillarität besitzen, infolgedessen alles Wasser vor dem Verdunsten bewahrt und festgehalten wird; die so geschaffenen Wasserreservoire speisen sodann regelmäßig die oft hoch gelegene Vegetationsdecke. Erreicht die Mächtigkeit dieser Sphagnummoorschichte endlich eine Höhe, welche die maximale Ansaugungs- (Kapillar-) Höhe überschreitet, dann wird ein Abtrocknen und damit Aussterben der Sphagnumarten eintreten und Erikaarten etc., welche wenig Wasser benötigen, sich ansiedeln. Solche Hochmoore, deren Bezeichnung also nicht mit der Seehöhe des Standplatzes zusammenhängt, können nicht nur in Ebenen, sondern auch im Gebirge vorkommen. Liegen derartige ausgedehnte Moosmoore auf isolierten Hochplateaus, so ist dadurch zumeist die Bildung von sehr hoch und isoliert gelegenen, im Sommer sehr kalten und ergiebigen Quellen um so mehr zu erklären, wenn erwogen wird, daß nach den Untersuchungen der Moorversuchsstationen gefunden wurde, daß durch derartige Hochmoore bis 85 % ihres Rauminhaltes Wasser aufgesaugt werden kann. Der Untergrund solcher Moore ist dann gewöhnlich muldenförmig und aus kalklosem Gestein oder Grus (z. B. Granit, Gneis, Glimmerschiefer, Phyllit etc.) gebildet.

b) Die Wiesen- (Grünlands-), Flach- oder Niederungsmoore

sind entweder permanent vom Wasser bedeckt oder der Wasserspiegel liegt in geringer Tiefe, oder aber sind die betreffenden Flächen oder Becken häufigen Überschwemmungen ausgesetzt. Auch diese Moore können in der Ebene und im Gebirge als Ausfüllung von Seebecken angetroffen werden. Sowohl der Untergrund wie auch das Wasser ist bei dieser Moorgruppe kalkreich und besteht die Vegetation zumeist aus Kalkwasserpflanzen: *Phragmites* (Schilfrohr), Riedgräser, Binsen und Algenarten. Auch abgestorbene Baumstämme können in solchen Moorgründen angetroffen werden, welche seinerzeit im Untergrunde wurzelten, mit der Zunahme der Moorschichte immer mehr verkümmerten, endlich abstarben und umstürzten. Niederungsmoore können auch in hohen, zumeist kalkreichen Gebirgslagen in gleicher Weise gebildet angetroffen werden. Erreicht die Vegetationsdecke gegenüber dem Wasserspiegel mit der Zeit eine höhere Lage, dann wird auch eine allmähliche Änderung in den Pflanzengattungen eintreten (Ranunkulazeen, Papilionazeen etc.). Da die Grünmoore infolge des kalkreichen Untergrundes, sowie der durch Anwehung und Anschwemmung zugeführten mineralischen Bestandteile viel reicher an Pflanzennährstoffen sind, wird auch ihre Kultur dankbarer, intensiver und billiger zu bewerkstelligen sein, wie die Kultur der

Hochmoore. Was die Verbreitung der zwei Hauptgruppen der Moore anbelangt, so sind die Hochmoore zumeist im nordwestlichen, die Niederungsmoore im nordöstlichen Deutschland in ausgebreiteten Flächen anzutreffen. Die im Süden von Deutschland und Österreich vorkommenden Moore sind zumeist sogen. Mischmoore, und zwar Hochmoorbildungen, welche auf einer Unterlage von Niederungsmoor aufruhen.

2. Kultur der Moorböden.

Die Kultur der Moorböden wird sich in zwei Hauptarbeiten teilen lassen. Die erste, unter allen Umständen früher durchzuführende Meliorationsarbeit wird in einer dem Grade der Notwendigkeit und Intensität angepaßten Entwässerung bestehen, während die zweite Gruppe der Kulturarbeiten die Anordnung und Durchführung gewisser landwirtschaftlicher Maßnahmen (Bodenmischung, künstliche Düngung) umfaßt, wodurch der Reichtum an Pflanzennährstoffen des Bodens direkt vermehrt wird, während der Entwässerung, wie bekannt, die Aufgabe zufällt, insbesondere eine Durchlüftung und Entsäuerung des Bodens zu bewirken.

Während die Entwässerung der Moorböden Sache des Kulturingenieurs ist, wird die Düngung etc. in den Wirkungskreis des Landwirts fallen, aus welchem Grunde ich in Berücksichtigung der Aufgabe dieses Handbuches nur die technischen Arbeiten der Moorkultur behandeln werde und im übrigen auf die ausführliche Literatur über Moorkulturen, u. a. auf „von Seelhorst, Acker- und Wiesenbau auf Moorboden, Verlag von Paul Parey, Berlin 1892“ verweise.

a) Die Entwässerung der Moore.

Alle die bei der Drainage bereits im Detail angeführten Wirkungen, Vor- und Nachteile der Entwässerung werden sinngemäß auch hier in Berücksichtigung zu ziehen sein, aus welchem Grunde eine nochmalige Wiederholung vermieden werden soll. Bei der Entwässerung der Moorböden tritt jedoch noch der Umstand hinzu, daß die Wasserkapazität dieses Bodens eine abnormal größere wie jene der anderen Kulturböden ist. Trockener Niederungsmoorboden kann das 8fache, Hochmoorboden das 12—15fache seines Gewichtes an Wasser aufnehmen. Es muß also zuerst eine partielle Austrocknung dieser vom Wasser durchtränkten, schwammigen Masse angestrebt werden. Diese Entwässerung darf jedoch auch bei Moorböden eine gewisse, für die Erhaltung der Vegetation notwendige Grenze nicht überschreiten. Nach der Größe der wasserfassenden Kraft des Moorbodens (Kapazität), nach der Mächtigkeit der Moorschichte, sowie nach dem anzustrebenden Kulturzweck (Ackerboden oder Wiesenland) wird sich die Tiefenlage der Entwässerung richten müssen. Bei der später zu besprechenden Rimpauschen Kultur, bei welcher der Moorboden mit einer Sandschichte bedeckt wird, kann die Entwässerung (Senkung des Wasserspiegels) eine tiefere werden, da infolge dieser Bedeckung die Wasserverdunstung der oberen Schichte eine geringere ist. Endlich wird die Tiefe der Wasserspiegelsenkung von dem Grade der infolge Entwässerung von Moorboden eintretenden, zumeist bedeutenden und sehr variablen Setzung

abhängen. Nach Gerhardt sollen bei nach der Rimpauschen Methode kultivierten Niederungsmooren nachstehende definitive Senkungen der Terrainoberfläche bei 1 m tiefer Entwässerung nach ca. 60—80 Jahren eintreten:

Beschaffenheit der Moorschichte	Setzungen in Metern bei einer ursprünglichen Mächtigkeit von							
	1	2	3	4	5	6	7	8
	Meter							
dicht	0,15	0,24	·	·	·	·	·	·
ziemlich dicht	**0,20**	0,32	0,42	0,51	·	·	·	·
ziemlich locker	**0,26**	0,42	**0,56**	0,68	0,78	0,87	·	·
locker	0,35	0,59	**0,75**	0,92	**1,07**	1,20	1,30	·
fast schwimmend	·	0,80	1,04	1,26	1,46	1,65	1,83	2,00
schwimmend	·	·	1,65	2,10	2,50	2,85	3,15	3,40

Bezüglich der Anwendung seiner Resultate führt Gerhardt nachstehendes Beispiel an: Ein Moorboden von 5 m gesamter Mächtigkeit wäre nach durch Erdbohrer oder Probegruben konstatierten Bodenuntersuchungen in der obersten Schichte von 0 — 1 m ziemlich dicht, von — 1 bis — 3 m ziemlich locker, von — 3 bis — 5 m locker. Es ergäbe sich dann nachstehende endgültige Setzung:

$$0{,}20 + (0{,}56 - 0{,}26) + (1{,}07 - 0{,}75) - 0{,}10 \text{ m} = \mathbf{0{,}72\ m.}$$

(Die letzte Post — 0,10 m stellt die Mächtigkeit der nach der Rimpauschen Dammkulturmethode aufzubringenden Sandschichte dar.) Dieses endgültige Setzmaß muß bei der Projektierung des Vorflutgrabens, also bezüglich der Tiefenlage der Grabensohle, der Wahl der Böschungen bezw. des Grabenprofiles, des Sohlengefälles, der Weite der Brücken und sonstigen Bauobjekte berücksichtigt werden. Der Fortschritt der Setzung wird durch ein jährlich vorzunehmendes Nivellement von Höhenfixpunkten aus konstatiert. Man kann nun diesen Grabenaushub mit fortschreitender Senkung des Bodens allmählich, also nach Bedarf vertiefen, d. h. den Wasserspiegel jeweilig immer nur um 1 m senken oder aber die Gräben gleich in der definitiven Tiefenlage ausheben, dann jedoch zur Verhütung einer leicht eintretenden zu starken Entwässerung durch geeignete Stauschützen die Senkung des Grundwasserspiegels regulieren. Statt dieser Stauschützen kann man denselben Zweck dadurch erreichen, daß man in den definitiven Grabenprofilen an einzelnen Stellen in der Sohle Erdbänke (Querdämme) beläßt, welche nach Maßgabe der Notwendigkeit nach und nach abgetragen werden. Bei Kultur der Hochmoore oder bei nicht mit einer Sandschichte bedeckten Niederungsmooren wird man insbesondere eine zu starke Entwässerung vermeiden. Ein zu rasch und stark ausgetrocknetes Moor wird an der Oberfläche zumeist staubig, wodurch dieselbe verschlickt und das Einsickern des Wassers verhindert oder doch sehr erschwert wird. Da die Grabenprofile leicht verwachsen, die Sohle sich also ebenfalls hebt, muß für eine häufige sorgfältige Räumung der Gräben Sorge

getragen werden. Dieser Umstand, sowie die kontinuierliche Setzung und manch andere Nachteile, welche bei der Drainage angeführt wurden, weisen darauf hin, die Entwässerung der Moore nur mittels offener Gräben zu bewerkstelligen. Nur in jenen Fällen, wo infolge einer im Maximum 1 m starken Moorschichte die Drainageröhren in mineralischen, gegen Senkung widerstandsfähigen Boden gelegt werden können, dürfte die Entwässerung mittels Röhrendrainage unter Umständen rationeller sein. Bezüglich der Beschaffung der Vorflut, event. eines künstlichen Abflusses durch maschinelle Hebung, gilt das an anderen Orten bereits Erwähnte.

b) Die Kultur der Moore.

Die eigentlichen Kulturarbeiten der Moore, soweit dieselben bautechnischer Natur sind, werden bei Niederungsmooren andere sein, wie bei Hochmooren. Abgesehen von einer heute nahezu ganz aufgegebenen Kultivierung der Moore durch Abbrennen der Oberfläche (Moorbrennen), unterscheiden sich die beiden zur Anwendung gelangenden Hauptmethoden darin, daß bei der einen die oberste Torfschichte ganz abgegraben und als Brennmaterial verwertet, sodann der übrige Moorboden einer gewissen Behandlung (zumeist Sandmischung) unterzogen wird, während die zweite Methode darin besteht, den Moorboden als solchen ohne Abgrabung, jedoch durch Bedeckung mit einer Sandschichte direkt der Kultur zuzuführen. Beide Methoden setzen die Durchführung einer entsprechenden, früher besprochenen Entwässerung voraus; sie werden dem Wesen nach repräsentiert durch die sogen. Veenkultur und durch die Rimpausche Dammkultur.

α) Die Veenkultur.

Die Veenkulturmethode, zumeist in Holland zur allgemeinen Durchführung gelangt, hat den Zweck, die großen, ausgebreiteten und zusammenhängenden Hochmoore Hollands und des nordwestlichen Deutschland in produktives Kulturland umzuwandeln. Der Ausdruck Veen (Fenn) stammt aus dem Altfriesischen und soll eben Moorland bezeichnen. Diese Methode besteht in der Abbringung der oberen, als Brennmaterial noch zu verwertenden Torfschichte, die Abtorfung (Abveenung) genannt, sodann in der Bodenbearbeitung. Infolge der ausgedehnten, zur Abtorfung kommenden Flächen und in Berücksichtigung des geringen Handelswertes dieses Brennmateriales müssen dementsprechend die Transportkosten minimale werden, um die Kultur zu einem noch rentablen Unternehmen zu gestalten. Dies kann nur dadurch erreicht werden, wenn die Abwässerungsgräben gleichzeitig als Schiffahrtskanäle benutzt werden können. Nach deutschen Normalien sollen daher die neuen Hauptkanäle 7 m Sohlenbreite, 11,5 m obere Breite und eine mittlere Wassertiefe von 1,5 m besitzen. Da Schiffahrtskanäle nur ein sehr kleines Gefälle haben dürfen, so müssen größere Niveaudifferenzen durch Schiffahrtsschleusen (Kammerschleusen) vermittelt werden, die nach obiger deutschen Verordnung eine Minimallänge von 21 m besitzen müssen. Neben den Hauptkanälen wird eine Reihe von Nebenkanälen notwendig werden, in welchen,

durch Schleusen reguliert, ein gleicher Wasserstand zu erhalten ist. Der Hauptkanal muß das ganze Moorgebiet in günstigster Weise durchqueren und womöglich in einen größeren Schiffahrtskanal einmünden, um mit möglichst großen Schiffen weiten Transport und ohne Umladung tunlichst geringste Transportkosten zu ermöglichen. Der Hauptkanal muß mit seiner Sohle entsprechend tief in den die Unterlage des Moores bildenden Sandboden derart eingelassen sein, daß der normale Wasserstand um ca. 0,30—0,50 m tiefer als die Oberfläche dieses mineralischen Bodens liegt, wodurch eine entsprechend günstige Entwässerung des künftigen Acker- oder Wiesenlandes erzielt wird. Die zu oberst liegende Schichte, die sogen. Bunkerde (Heidehumus und Moostorf), welche als Brennmaterial nicht geeignet ist, wird zuerst abgehoben, seitwärts deponiert und sodann die darunter liegende, als Brennmaterial verwertbare Torfschichte abgestochen, getrocknet, in die Schiffe verladen und transportiert, welche als Rückfracht Kompost, Seeschlick, Straßenmist etc. der Städte mitbringen. Auf das abgetorfte Moor wird nun die Bunkerde aufgebracht, ausgebreitet, mit einer 10—15 cm starken Sandschichte, welches Material aus den Kanälen gewonnen wird, bedeckt und sodann gemeinsam mit den durch die Schiffe herbeigebrachten Dungstoffen mittels Pflügen und Eggen mit dem Moorboden gemischt. Ist in der Kanalsohlentiefe nicht genügend Sand vorhanden, so müssen im Meliorationsterrain tiefere Gräben behufs Sandgewinnung ausgehoben und später wieder zugeschüttet werden oder aber es muß der Sand mittels Schiffen weiterher zugeführt werden. Gelegentlich der Umarbeitung des Bodens werden Unebenheiten, Mulden etc. gleichzeitig planiert. Diese Zufuhr von Dünger und Mengung mit Sand muß alljährlich so lange fortgesetzt werden, bis die sich entwickelte Viehzucht auf der Moorkultur genügenden eigenen animalischen Dünger produziert. Neben dem Hauptkanal ist, wie bereits gesagt, ein ganzes Netz von Nebenkanälen notwendig, welche, gleichfalls schiffbar, den Transport von der Torfgewinnungsstelle bis zum Hauptkanal vermitteln. Diese Nebenkanäle werden in Holland Wyken genannt.

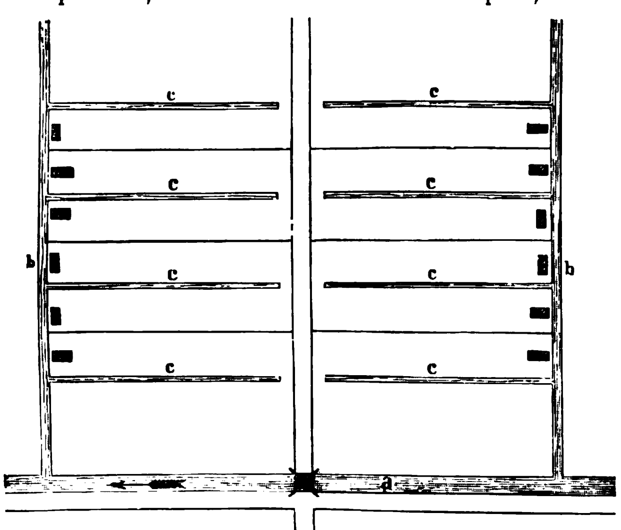


Fig. 328. Veenanlage mit Hauptwyken.

Ein älteres System einer holländischen Veenanlage ist das Einkanalsystem, veranschaulicht durch Fig. 328. Der Hauptkanal *a*, welcher in einen Schiffskanal einmündet, hat zumeist eine Wassertiefe von 2 m, ist im Wasser-

spiegel 12—20 m breit und, wo nötig, mit 30 m langen und 6,2 m breiten Kammerschleusen versehen. Die Wyken *c* liegen parallel zum Hauptkanal und sind meist 6 m breit; sie liegen zumeist 100 m voneinander entfernt, während sich die Länge nach der Fläche richtet, welche notwendig ist, um eine Familie zu ernähren. Da diese Fläche im Mittel 5—10 ha beträgt, so resultiert daraus eine Länge der Wyken von 500—1000 m. (In letzterem Falle werden wohl Unterabteilungen durchgeführt und ganz armen Familien übergeben.) Die Verbindung derselben mit dem Hauptkanal erfolgt durch senkrecht auf letzteren einmündende Hauptwyken *b*, an dessen Ufern die Wirtschafts- und Wohngebäude der Kolonisten liegen. Der Verkehr wird durch eine Straße hergestellt, welche einerseits zwischen je zwei Hauptwyken, andererseits neben dem Hauptkanal angelegt ist. Die Anordnung dieser Einkanalsysteme ist eine mannigfaltige. In Fig. 329 ist eine spezielle Partie nach dem Einkanalsystem der Veenkulturen der Stadt Groningen (Niederlande) am Stadskanal bei Terapel skizziert. Der Hauptkanal (Stadskanal) *a b*, welcher mit Kammerschleusen versehen ist, hat bei einer Breite von 16—20 m eine Wassertiefe von 1,80 m und verkehren auf demselben Schiffe von 100—130 t Tragfähigkeit. Neben diesem sind die breite Straße und die Wohn- und Wirtschaftsgebäude der Kolonisten situiert. Aus dem Hauptkanal zweigt der Parallelkanal *c d e* ab mit 14—16 m Breite und gleichfalls 1,80 m Wassertiefe, aus welchem die Wyken *w* auslaufen, welche 9 m breit und 1,5 m tief sind und eine Länge von 500—1000 m besitzen. Da dieselben in Entfernungen von 200 m angelegt sind und ein Blaatz hier mit 10 ha bemessen ist, so entfällt hierfür bei einer Wykenlänge von 500 m beiderseits ein Streifen von je 100 m oder bei einer Wykenlänge von 1000 m nur ein einseitiger Streifen Landes von 100 m Breite. Statt aus dem Parallelkanal können die Wyken auch aus einem sogenannten Achterkanal (Hinterkanal) *g f h* oder *i k* gespeist werden.

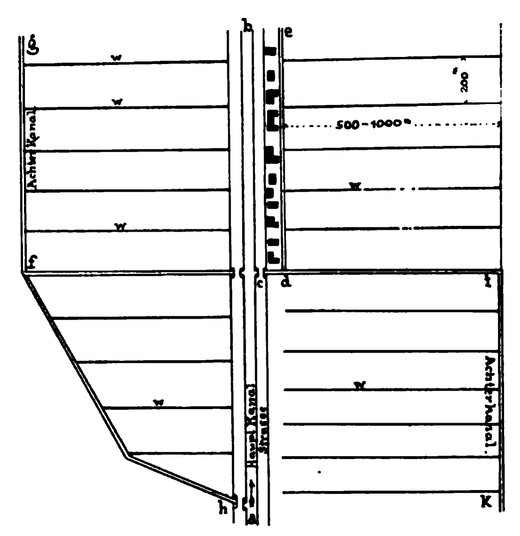


Fig. 329. Einkanalsystem bei Terapel.

Bei allen diesen Anlagen machen sich jedoch zumeist Verkehrsstörungen fühlbar, welchen man in neuerer Zeit in Holland und in den Niederlanden durch das Zweikanalsystem abzuhelfen gesucht hat. Bei diesem System werden, wie schon der Name andeutet, zwei Hauptkanäle in Entfernungen von 100—200 m parallel gelegt und an einzelnen Stellen durch kurze, senkrecht abbiegende Kanalstrecken *c* (Fig. 330) verbunden. Die Wyken *b* münden direkt

in die Hauptkanäle ein oder es kann die Einmündung durch Hauptwyken oder Achterkanäle erfolgen. Die letzteren sind Verbindungskanäle, welche, parallel zum Hauptkanal laufend, die Wyken *b* an ihrem oberen Ende verbinden. Zwischen den Hauptkanälen werden die Hauptgebäude der Moor-

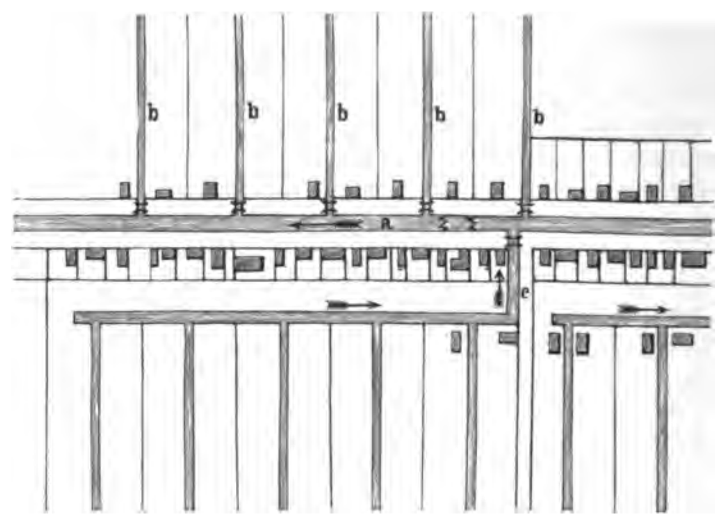


Fig. 330. Veenanlage (Zweikanalsystem).

kolonie errichtet, während einzelne Wirtschaftsgebäude nach Bedarf zwischen den Wyken plaziert werden. Die Einmündungsstellen *c* werden Mond genannt. Charakteristischer für das Zweikanalsystem ist die Figur 331, einen Teil der Veenanlage beim Valter Mond am Stadskanal Groningen bei Terapel darstellend, wo aus dem Haupt- (Stads-) Kanal *a b* beiderseits zwei Parallelkanäle *d e* und *g h* abzweigen, welche die Wyken *w* speisen.

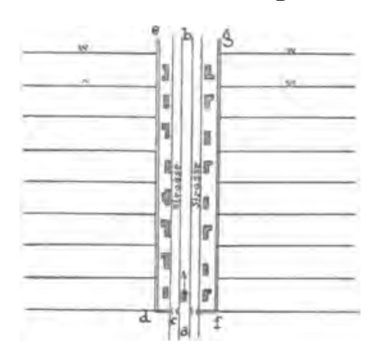


Fig. 331. Valter Mond und Stadskanal von Groningen bis Terapel. Zweikanalsystem.

Das Kanalnetz wird, wie früher bereits erwähnt, zuerst hergestellt und sodann mit der Abtorfung begonnen. Das Groninger Moor hat z. B. vor der Entwässerung gewöhnlich eine Mächtigkeit von 5 m, welche nach der Entwässerung infolge Setzung auf 4 m herabsinkt. Bei 4 m Veenschichte kostet 1 ha ca. 4000 niederl. Gulden (nach Qualität verschieden), während 1 ha abgevennter Moorgrund bloß mit 300—600 fl. bewertet wird (an Ort und Stelle durch den städtischen Ingenieur Bouma bekannt gegeben).

Die Kosten solcher Anlagen sind im allgemeinen sehr bedeutende und können Veenkulturen zumeist nur als öffentliche Meliorationsbauten seitens des Staates ausgeführt werden, welche neben bleibender Wertserhöhung großer Teile des Landes und Vermehrung des

Volksvermögens noch interne Kolonisationszwecke verbinden. Sehr häufig muß vor Beginn der Herstellung des definitiven Hauptkanals durch kleine provisorische Entwässerungsgräben das Terrain erst so weit vorentwässert werden, daß später das Abtorfen leicht vorgenommen werden kann.

β) Die Rimpausche Dammkultur.

Diese von dem verstorbenen Rittergutsbesitzer Rimpau in der preußischen Provinz Sachsen auf seinem Gute Cunrau im Drömling zuerst 1862 ausgeführte Kultur von Niederungs- (Grünlands-) Mooren führt den Moorboden direkt der landwirtschaftlichen Nutzung zu. Das Drömling-Moor besitzt im Mittel nur eine Mächtigkeit von 1 m und liegt auf einer mächtigen Sandschichte auf. In erster Linie wird eine entsprechende Entwässerung mittels offener Gräben durchgeführt und zu diesem Behufe ein Hauptentwässerungs- (Vorflut-) Graben *a* (Fig. 332) so tief gezogen, daß die genügende Vorflut für die bekannte Entwässerungstiefe (1,10—1,25 m für Acker, 0,60 bis 0,80 m für Wiesen) gewonnen und dabei die untere Sandschichte so weit erschlossen wird (ca. 0,60 m), daß genügend Sand zu der später zu besprechenden Moorlandbedeckung gewonnen werden kann. Dies setzt eine geringe Mächtigkeit des Moores voraus. Bei tiefgründigerem Moorboden, welcher sich entsprechend stark setzt, wird der Graben auch auf 2 und mehr Meter Tiefe hergestellt werden müssen. Senkrecht auf die Richtung dieses Hauptentwässerungsgrabens werden in Abständen von 20—25 m Nebengräben *b* hergestellt. Die beim Aushub gewonnene oberste Vegetationsschichte wird zuerst auf die sich zwischen je zwei Nebengräben bildenden erhöhten Tafeln *c* aufgebracht und ausgebreitet, worauf sodann die weiter ausgehobene Moorschichte zu liegen kommt, mit welchem Material diese Tafeln ausplaniert werden. Als oberste Deckschichte des künftigen Kulturlandes kommt nun eine 0,10—0,15 m starke Sandschichte, welche, zumeist aus den Grabensohlen gewonnen, auf den Tafeln (Dämmen) *c* gleichförmig ausgebreitet wird. Zu beiden Seiten des Grabenrandes wird auf 0,5 m Breite Flachrasen gelegt, zwischen welchen Streifen dann die Sandschichte einzubringen ist; in manchen Gegenden wird jedoch hiervon Abstand genommen. Da bei der Sandgewinnung aus den Gräben selbst dieselben breiter angelegt werden müssen, als es zum bloßen Zwecke der Entwässerung notwendig wäre, wodurch also mehr Land der Kultur entzogen wird (bis zu 20 %), so pflegt man in neuerer Zeit, wenn tunlich, den Sand seitwärts in eigenen Sandgruben zu

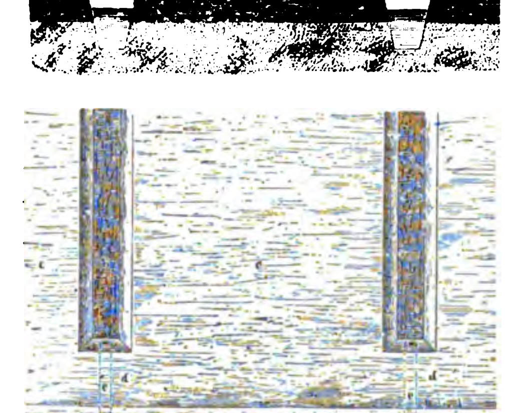


Fig. 332. Rimpaus Dammkultur (Grundriß).

gewinnen und zuzuführen, wozu man sich praktisch kleiner Feldeisenbahnen bedienen kann.

Die Nebengräben *b* münden nicht direkt in den Hauptgraben ein, sondern man läßt ein Stück Vorland *d* von 10 m Breite stehen, um die Kommunikation zu ermöglichen. Das in den Nebengräben sich ansammelnde Wasser wird durch dieses Vorland (auch Vorgewende genannt) mittels 150 mm weiten Drainröhren *e* in den Hauptgraben eingeleitet. Neben den durch die Entwässerung bewirkten bekannten Vorteilen wird durch die Aufbringung der Sandschichte, welche auch bei der späteren Bearbeitung mit dem Moorboden nicht vermischt wird, der große Vorteil erreicht, daß der Moorboden durch diese dünne Sanddecke durch teilweise Verhinderung der Verdunstung des Wassers immer in einem für den Verwesungsprozeß günstigen Feuchtigkeitsgrade erhalten bleibt, also die Austrocknung und Erhärtung der Moorbodenoberfläche verhindert wird, gleichzeitig also den Eintritt des Wassers und der atmosphärischen Luft gestattet. Durch das Gewicht der Sandschichte soll außerdem eine allmähliche Komprimierung des Moorbodens erzielt werden, so daß derselbe mit schwereren Fuhrwerken befahren werden kann. Die Stärke der Sandschichte soll einerseits keine zu geringe sein, um beim Pflügen und Betreten durch das Zugvieh nicht in den Moorboden einzudringen; andererseits soll dieselbe nicht zu groß sein, weil sonst dadurch die Vegetationsentwicklung behindert würde. Wie erwähnt, wird diese Sandschichte, die nicht aus feinem, abwehbarem oder moorigem, sondern aus reinem, grobkörnigem, kalkreichem und lehmhaltigem Sand bestehen soll, in einer Stärke von 10—15 cm aufgetragen (bei Wiesen kann dieselbe schwächer genommen werden). Als vorteilhaft hebt Gerhardt hervor, daß in gewissen Fällen (bei schlecht zersetzten Mooren) sich die Sandbedeckung der Oberfläche des Moorbodens erst nach einigen Jahren empfehlen wird, wenn durch Entwässerung, Pflügen und Düngen die Zersetzung des Moores weit genug fortgeschritten, also eine Verzögerung desselben durch die gleich im ersten Jahre aufgebrachte Sandschichte nicht mehr zu befürchten ist. Die Nebengräben erhalten eine obere Breite von 4—5 m; die Böschungen können infolge Haltbarkeit des verfilzten Moormateriales ziemlich steil (1 : $^1/_2$) gehalten werden. Als Sohlengefälle genügen 0,2—0,1 $^0/_{00}$ — eine häufige Reinigung vorausgesetzt. Mit der Rimpauschen Dammkultur sollen höhere und sicherere Erfolge erzielt worden sein, als durch eine Mischung des Sandes mit dem Moorboden.

Bezüglich der Verhütung einer Mischung des Sandes mit dem Moore sagt Rimpau: „Bei der Bearbeitung der Moordämme mit dem Pfluge ist genau zu beachten, daß der Pflug kein Moor mit nach oben bringt; denn durch die Mischung des Moores mit dem Sande wird das Auswintern der Saaten befördert und die Sommerfrüchte, selbst die Kartoffeln, leiden von den Verdunstungsfrösten im Frühjahr. Auch wird der Wuchs des Unkrautes dadurch ein bedeutender." Es muß also sehr flach gepflügt werdeu, wodurch diese Methode als sehr billig besonders hervorragt. Zur Rimpauschen Dammkultur werden sich alle Niederungsmoore eignen, welche kalk- und stickstoffreich sind, die erforderliche Entwässerung auf ca. 1 m Tiefe ermöglichen und an der oberen Schichte entsprechend zersetzt sind. Hochmoore

werden sich zur Dammkultur nicht eignen, weil sie zu wasserreich und zu wenig zersetzt sind. Durch Bedeckung mit Sand würde diese Zersetzung und die Wasserverdunstung noch mehr verzögert werden, wozu natürlich auch die Kalkarmut der Hochmoorböden noch wesentlich beitragen würde. Weiter werden bezüglich der Mächtigkeit Niederungsmoore unter $^1/_4$ m Stärke wegen der zu raschen Austrocknung und zu schwachen Pflanzennährdecke (unter welcher ja Sand liegt) für Dammkultur nicht verwendbar sein. Zu tiefe Moore können die Sandbeschaffung sehr teuer gestalten.

Als günstigste Moorschichten-Mächtigkeit dürfte 1—1$^1/_4$ m bezeichnet werden, bei welcher nach erfolgter Entwässerung die Unterkante der Moorschichte noch im oder in die Nähe des Grundwasserspiegels zu liegen kommt, wie dies eben allgemein bei der Entwässerung mittels offener Gräben und Röhrendrainage betont wurde. — Die Kosten der Rimpauschen Dammkultur schwanken zwischen 300 und 900 M. pro Hektar.

γ) Die deutsche Hochmoorkulturmethode.

Da entweder infolge lokaler Konkurrenz mit der Kohle oder mangels genügender Schiffahrtskanäle, also billiger Verfrachtung, der Absatz der durch Veenkultur zu gewinnenden großen Torfmengen der deutschen Hochmoore ein nur ungünstiger sein würde, weiter die Zufuhr künstlicher Dungmaterialien in diesen Gegenden nicht so einfach und billig erfolgen kann, wie dies beispielsweise in Holland der Fall ist, so kann eine Melioration dieser Moore durch direkte Veenkultur nicht immer erfolgen; desgleichen kann auch aus früher erwähnten Gründen die Dammkultur mit Sandbedeckung nicht Anwendung finden. Dr. Salfeld in Lingen und Professor Fleischer in Berlin (der frühere Leiter der Moorversuchsstation Bremen) haben auf Grund umfassender Versuche die Kultivierung der nicht abzutorfenden Hochmoore durch Entwässerung, Kalkung oder Mergelung und Kunstdüngung eingeführt.

Auf Grund dieser Versuche wurde für diese Moorböden nur eine mäßige Entwässerung durchgeführt. Die Entwässerung geschieht durch Haupt- und Nebengräben, sowie kleine Entwässerungsrinnen, Grippen genannt. Diese letzteren werden in Entfernungen von 7—10 m gelegt und bei einer Breite von 0,5—0,6 m bei Äckern 0,5—0,6 m tief gemacht. Bei Kultur des Moorbodens zu Wiesenland werden die Grippen bei gleicher Breite nur 0,4 m tief gemacht und in Entfernungen von 20 m gelegt. Die Länge der Grippen beträgt zumeist 100 m. Die Hauptgräben werden in das größte Gefälle gelegt und 0,9—1,10 m tief gemacht. Nach erfolgter Entwässerung wird die ganze Meliorationsfläche auf ca. 0,20 m Tiefe umgegraben und dabei gleichzeitig planiert. Nun erfolgt die Kalkung des Moorbodens.

Die Versuche haben ergeben, daß Kunstdünger ohne vorherige Kalkung oder Mergelung kein entsprechendes Resultat aufweist, da der Boden zuerst entsäuert werden muß, was bei Mooren durch die Entwässerung allein nicht vollständig erzielt wird. Das Aufbringen des gebrannten Kalkes erfolgt am besten in der trockensten Zeit (für diese Gegenden Mai und Juni), und zwar in der Weise, daß er in kleinen, ca. 0,5 m hohen Haufen auf dem Terrain

verteilt und mit Moor sorgfältig bedeckt wird. Unter dieser feuchten Schichte zerfällt der Kalk in ein feines Pulver, welches bei trockener Witterung sodann gleichförmig verteilt und sofort eingeeggt oder durch Umgraben mit der oberen Moorschichte gut gemengt wird. Mergel ist dem Kalk vorzuziehen, braucht jedoch nicht bedeckt zu werden, sondern zerfällt durch den Einfluß der Atmosphärilien. Pro Hektar werden gewöhnlich 40 m/Ztr. gebrannter Kalk oder 150—200 m/Ztr. Mergel (am besten Tonmergel) aufgebracht. Diese Kalkung dürfte nach Ansicht Dr. Salfelds auf 15 Jahre genügen und nach Ablauf dieser Zeit mit der Hälfte zu erneuern sein.

Hierauf folgt eine abermalige Umgrabung des Bodens zuerst auf 10, dann auf 20—25 cm behufs guter Verteilung des Kalkes und Durchlüftung des Moorbodens. Zum Schlusse wird der Boden einer Kunstdüngung mit gewöhnlich 16 m/Ztr. Kainit, 8 m/Ztr. Thomasschlacke und 4 m/Ztr. Chilisalpeter pro Hektar unterzogen.

3. Kosten und Ertrag der Moorkulturen.

Unkultiviertes Heideland hat in Deutschland einen Grundwert von 100—200 M. pro Hektar und wirft bei Streunutzung oder Schafweide 4—8 M. und im Falle der Verwendbarkeit der oberen Schichte als Brennmaterial (sogen. Brennbülte, eine jüngere Torfformation) 24—48 M. ab. Die Grundwerte der kultivierten Moorländereien (inkl. der Kulturkosten) betragen pro Hektar im Mittel 600 M. (120—1100 M.), der Reinertrag der Moorkulturen Deutschlands beträgt pro Hektar im Mittel 200 M. (15—500 M.), die Verzinsung 9—70 %, im Mittel der 72 Kulturen Deutschlands 32 % (entnommen der statistischen Tabelle Professor Grahls).

Außer der direkten Kultivierung des Bodens werden, wie bekannt, aus dem Torf (insbesondere der Hochmoore) Streumaterialien (Torfstreu, Mull) gewonnen, welche sowohl wegen ihres hohen Stickstoffgehaltes, als wegen der Fähigkeit der Aufnahme von Exkrementen sehr geschätzt sind und immer mehr Absatz finden.

Das Stechen des Torfes geschieht in Ziegelform. Durch das Sieben des zerrissenen, getrockneten Torfes (leichter Fasertorf) wird als Pulver der Torfmull, als faseriger Teil die Torfstreu gewonnen. Während die letztere einen vorzüglichen Dünger repräsentiert und als Stallstreu statt Stroh benutzt werden kann, wird der Torfmull insbesondere als sehr gutes Desinfektionsmittel für Klosetts und Fäkalgruben gebraucht und damit gleichzeitig die Beseitigung des üblen Geruches der verwesenden Substanzen verbunden. Weiter wird der dichtere, schwarze und braune Torf direkt als Brennmaterial verwendet oder vergast; insbesondere sind es die Eisen- und Glasindustriewerke, ferner die Kalkbrennereien, Ziegeleien, Brauereien etc., welche in manchen Gegenden große Mengen von Torf zu Brenn- oder Vergasungszwecken in Anspruch nehmen.

So rationell im allgemeinen jede Entwässerung und Kultivierung von Moorboden in landwirtschaftlicher Beziehung sich erweisen wird, so gibt es doch Fälle, wo aus öffentlichen Rücksichten eine Entwässerung ausgedehnter

Moorländereien nicht durchgeführt werden sollte. Gleichwie große Waldkomplexe insbesondere in den Ursprungsgebieten der Gebirgsbäche als Regulatoren der Niederschlags- und Abflußmengen funktionieren und eine Abholzung großer Bestände größere Hochwässer und Geschiebeführung bedingen, so wirken große und höher gelegene Moore durch ihre bedeutende Wasserkapazität als Ausgleichsreservoire für die Speisung der Quellen, Bäche und Flüsse. Die zu rasche Trockenlegung großer Moore und Umwandlung in Acker- oder Wiesenland kann daher in manchen Fällen eine äußerst ungünstige Änderung in den Abflußverhältnissen für die tiefer gelegenen Ländereien, Städte (Wasserversorgungen) und Wasserbetriebswerke herbeiführen. In solchen Fällen dürfte sich eine nur teilweise Entwässerung und Aufforstung dieser Moorböden empfehlen.

Hier will ich auszugsweise noch einige Daten über die Moorkulturen Hannovers und der Niederlande folgen lassen.

Moorkulturen Hannovers und der Niederlande.[1]

Über die Ausdehnung, sowie die Bedeutung der Moore des Königreichs Preußen im allgemeinen und der Provinz Hannover im besonderen diene nachstehende kurze Übersicht über die einschlägigen Verhältnisse dortselbst.

Die neuere Statistik der Moore liefert bezüglich der Ausdehnung derselben folgende Zahlen:

Provinz	Flächeninhalt der Moore
Hannover	102 Quadratmeilen.
Brandenburg	63 "
Pommern	55 "
Posen	37 "
Ostpreußen	35 "
Schleswig-Holstein	32 "
Westpreußen, Westfalen, Schlesien, Sachsen	je 15—16 "
Rheinland	8 "
Hessen-Nassau	1/4 "

Hannover steht somit bezüglich der Ausdehnung der Moore unter den Provinzen Preußens obenan und zeigt auch in bezug auf die räumliche Anordnung der Moore die größten geschlossenen Moorkomplexe, welche zumeist in die Kategorie der Hochmoore gehören.

Die Hochmoore der Provinz Hannover beginnen am linken Ufer der Ems, ungefähr in der Breite von Lingen, und erstrecken sich mit schmalen Unterbrechungen durch Dünenketten bis zur Einmündung der Ems in den Dollart. Ihre Länge erreicht hierbei ca. 65 km bei einer Breite von im Mittel 10 km. Am rechten Ufer beginnen die geschlossenen Moorkomplexe erst in der Breite von Haren, um sich im Norden bis weit nach Ostfriesland vorzuschieben und im Osten mit den Mooren Oldenburgs in Verbindung zu

[1] Friedrich, Kulturtechnische Wasserbauten West- und Nordwestdeutschlands und der Niederlande. (Österr. Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst, Wien 1902.)

treten. Die Mächtigkeit der Moorschichte ist im allgemeinen ziemlich bedeutend, wenngleich stark wechselnd. Der hannoversche Hochmoordistrikt gehört den Flußgebieten der Ems und Vechte an. Während ersterer Fluß die Moore von Süd nach Nord durchschneidet, werden die linksemsischen Moore an ihrem Südrande von der Vechte umflossen. So blieb denn auch die Ems der einzige Weg, von dem aus eine Erschließung der Moore erfolgen konnte. Während aber in den benachbarten Niederlanden, deren Moorgebiet nur von untergeordneten Flüssen durchzogen wird, sich unabhängig von denselben ein vielverzweigtes Kanalnetz entwickelte und die Moorgegenden durch eine mehr als 200jährige Bewirtschaftung sich zu den wirtschaftlich regsamsten und durch Wohlhabenheit ausgezeichneten Landesteilen entwickelten, blieb bei den schlechten Schiffahrtsverhältnissen im unteren Laufe der Ems die Kultur der hannoverschen Moore auf der primitivsten Stufe stehen, solange einerseits der durch die politischen Verhältnisse erschwerte Anschluß an das niederländische Kanalnetz unterblieb und die Ems des entsprechenden Ausbaues als Wasserstraße entbehrte. Wohl wurde auch auf deutscher Seite wiederholt der Versuch gemacht, der Moorkultur zu einer ebensolchen Entwicklung zu verhelfen wie in dem Nachbarstaate der Niederlande, doch blieben angesichts des uneinheitlichen Planes und des Vereinzeltbleibens dieser Unternehmen die Erfolge nur geringe. Der Süd-Nordkanal, der, parallel der niederländischen Grenze verlaufend, von der Vechte aus einen mitten das Moor durchschneidenden Schiffahrtsweg von ca. 45 km Länge bildet und durch die Zweigkanäle Almelo-Nordhorn, Ems-Vechte, Pikardie-Coevorden und Haren-Rütenbrock teils mit dem niederländischen Kanalnetze, teils mit der Ems in Verbindung steht, durchschneidet nach mehr als 20jährigem Bestande ein fast ebenso kulturfernes Gelände, als zur Zeit seiner Anlage, und während sich auf der niederländischen Seite die an den Veenkanälen errichteten Kolonien schon zu stundenweit die Kanäle ununterbrochen flankierenden Ortschaften zusammenschließen, steigt aus den Mooren der Regierungsbezirke Meppen, Hümling und Arenberg noch immer der Moorrauch empor, jenes weite Landstrecken belästigende Wahrzeichen des ärmlichsten und extensivsten aller Wirtschaftsbetriebe, des Moorbrennens. Nur in Ostfriesland haben sich einige vereinzelte Veenkolonien entwickeln können, dieselben haben aber bei weitem nicht die Bedeutung ihrer niederländischen Vorbilder erlangt.

Unter diesen Umständen ist die hannoversche Regierung an den Versuch herangetreten, die Kolonisation der Moore ohne Verveenung, d. h. eine Bewirtschaftung der Mooroberfläche ohne Abtorfung bis auf den sandigen Untergrund durchzuführen und hat zur Dartuung der Möglichkeit eines solchen Verfahrens auf einem eigens zu diesem Zwecke erworbenen Moorkomplexe am Süd-Nordkanale eine Versuchskolonie geschaffen. Diese Anlage, das hannoversche Provinzialmoor, soll nun Gegenstand der Besprechung werden.

Das hannoversche Provinzialmoor.

Die Urbarmachungsarbeiten im hannoverschen Provinzialmoore wurden im Jahre 1889 in Angriff genommen, erstrecken sich derzeit über eine Fläche

von 349 ha und sollen auf ein Areal von 442 ha ausgedehnt werden. Bei Inangriffnahme dieser Arbeiten handelte es sich in erster Linie darum, das Moor durch ein entsprechendes Wegenetz zugänglich zu machen und für eine entsprechende Entwässerungsmöglichkeit (Vorflut) zu sorgen. Die ganze Fläche wurde in 43 Kolonate geteilt. Als Hauptverkehrsader wurde ein senkrecht zum Süd-Nordkanale hinziehender Weg angelegt und zur Erleichterung der Gütertransporte auf demselben eine Schmalspurbahn gebaut, welche eine Geleislänge von 6438 m aufweist. An diesen Hauptweg sind die einzelnen Kolonate durch Nebenwege angeschlossen. Die Entwässerung erfolgt durch Hauptgräben, welche den Kolonatsgrenzen sowie den Hauptwegen folgen, sowie durch Nebengräben, die innerhalb der einzelnen Kolonate in Abständen von 10 m mit einer Breite und Tiefe von 0,5 m angelegt sind. Hierdurch ist ca. 6 % der Gesamtfläche in Gräben gelegt. Die Entwässerung hat sich im allgemeinen als hinreichend erwiesen und wurden nur an einzelnen Stellen versuchsweise Faschinendrains verlegt. Die Kulturarbeiten, welche von der Verwaltung vor der Übergabe der Kolonate an die Pächter ausgeführt werden, umfassen neben der Anlage der Bauten für die Zwecke der Kommunikation und Entwässerung, sowie den Hochbauten, die Vorbereitung der Mooroberfläche für den Anbau. Hierzu gehört ein mehrmaliges Hacken, das Befahren mit Kalk und die eigentliche Düngung. Die für diese Arbeiten bis zum Jahre 1901 erwachsenen Auslagen betragen:

Für die Anlage und Unterhaltung der Hauptwege und der Moorbahn	43235,60	M.
Für Anlage und Erhaltung der Hochbauten	147548,96	„
Ziehen der Grippen für 365,66 ha	7807,23	„
Behacken von 358,76 ha	32000,04	„
Kalkung von 352,088 ha (mit 22140,3 m/Ztr. Kalk bezw. Kalkmergel)	28228,09	„
Düngung, und zwar mit:		
Thomasmehl (1994,48 m/Ztr.)	10488,59	„
Kainit und Kalidüngesalz (3883,54 m/Ztr.)	12359,88	„
Salpeter (8934,55 m/Ztr.)	16855,94	„

Im ganzen wurden bisher an mineralischen Düngemitteln auf dem Pro vinzialmoore 36602 m/Ztr. im Werte von 135297,14 M. zur Verwendung gebracht.

Die Durchschnittskosten der Vorbereitungsarbeiten für 1 ha Land stellen sich hieraus wie folgt:

Ankauf	233,3	M.
Bahn und Weganlage	97,8	„
Gebäude	405,8	„
Grippen	21,4	„
Hacken	90,0	„
Kalken	80,2	„
Düngung: Phosphat	29,8	„
Kainit	35,1	„
Salpeter	49,6	„
Sonstige allgemeine Kosten	100,0	„
Summe:	1143,0	M.

Der Kaufpreis der 442 ha hatte 103170,43 M. betragen.

Von den 336,6 ha, welche derzeit in Benutzung stehen, werden von den Kolonisten 286,1 ha, 25,9 ha in eigener Verwaltung, 1,8 ha als Dienstland und 22,8 ha in vorübergehendem Zeitpachte bewirtschaftet. Die Zahl der von Kolonisten besiedelten Kolonate beträgt derzeit 34, und zählt das Moor 46 männliche Erwachsene, 47 weibliche Erwachsene und 113 Kinder. Die Viehhaltung der Kolonisten umfaßt 30 Pferde, 173 Stück Rindvieh, 147 Schweine, 6 Ziegen, 2 Schafe und 787 Hühner. Die Kolonisten betreiben eine Molkerei, und wurde in derselben der allerdings minimale Preis von 5,3 Pf. per 1 l Milch gezahlt.

Bezüglich der zum Anbau gelangenden Feldfrüchte sei erwähnt, daß ca. 117 ha mit Getreide, 61 ha mit Kartoffeln, 4,4 ha mit Hackfrüchten bestellt werden und außerdem auf 98 ha Wiesen- und Kleebau betrieben wird, endlich 55 ha als Weide genutzt werden. Die Ernten, auf reines Kulturland bezogen, werden per 1 ha wie folgt angegeben: Roggen 14,5 m/Ztr. Körner, 36,5 m/Ztr. Stroh, Hafer 14,5 m/Ztr. Körner, 29 m/Ztr. Stroh, Heu (ein Schnitt) 35 m/Ztr., Kartoffeln 198 m/Ztr.

Es ist zu bemerken, daß die Feldbestellung sowie die Düngung nach einem alljährlich von der Verwaltung des Provinzialmoores aufgestellten Anbauplane erfolgt, und daß über alle das Moor betreffende Fragen die genaueste Kontrolle geübt wird, wie dies im Sinne der Kolonie als Versuchsanlage gelegen ist. Deshalb ist auch die Rentabilitätsberechnung von ganz besonderem Interesse, und entnehmen wir den hierfür veröffentlichten Angaben, daß ursprünglich ein Betrag von 400000 M. als Fonds für die Anlage von der Provinzialregierung bewilligt wurde. Von demselben sind bis Ende 1900 im ganzen 389613,83 M. zur Verausgabung gelangt. Die Jahreseinnahmen aus der Kolonie betrugen im Jahre 1900 13925,35 M., und würde sich somit die Verzinsung der eingeschossenen Kapitalien (es muß bemerkt werden, daß die Witterungsverhältnisse des Jahres 1900 besonders ungünstige waren und die Einnahmen im Jahre 1899 15424,06 M. betragen hatten) zu 2,84 % berechnen. Rechnet man die Verzinsung des noch zur Disposition stehenden Fonds hinzu, so würde sich der Prozentsatz auf 4,2 erheben.

Die Versuchsanlage, welche mit der Errichtung der Kolonie auf dem Provinzialmoore geschaffen wurde, wäre sonach geeignet, dem Verfahren der Kultur der Mooroberfläche unter Zufuhr künstlicher Düngung eine erfolgreiche Zukunft zu prognostizieren. Allerdings sind auch für diese Kulturmethode ganz bedeutende Anlagekapitalien erforderlich, und wird der Moorkolonist wohl nur selten anders als in der Eigenschaft als Pächter auftreten können. Es erübrigt somit auch hier dem Staate die Aufgabe, durch Beschaffung der erforderlichen Fonds das Kulturunternehmen zu ermöglichen.

Der Veenkultur gegenüber bietet die Bebauung der Mooroberfläche, wie sie im Provinzialmoore geübt wird, den entschiedenen Vorteil, von dem Kanalnetze weit unabhängiger zu sein, dagegen leistet die Methode Verzicht auf die Hebung der Naturschätze, welche in den mächtigen Moorlagern aufgehäuft sind.

Eine allgemeine Entscheidung der Frage, welcher der beiden Erschließungsmethoden, ob der deutschen Hochmoorkultur oder der Veenkultur der Vorzug zu geben sei, wird sich wohl kaum und insbesondere nicht jetzt schon geben lassen. Hier wie dort stehen wir Unternehmen gegenüber, denen neben ihrem privatwirtschaftlichen, durch die Verzinsung der investierten Kapitalien zum Ausdrucke kommenden Werte eine ganz hervorragende volkswirtschaftliche Bedeutung zukommt. Für letztere fehlt allerdings die Möglichkeit, ein analoges exaktes Wertmaß aufzustellen, und muß es demnach dem Scharfblicke der mit den lokalen Verhältnissen vertrauten Organe überlassen bleiben, die jeweilig zur Erschließung und Nutzbarmachung der Moorländereien führenden Wege ausfindig zu machen.

Veenkultur in den Niederlanden.

Wie allgemein bekannt, verdankt die niederländische Moorkultur ihre Entwicklung und heutige Bedeutung der sorgfältigen Anlage der Kanäle, welche die Moordistrikte nach allen Seiten durchziehen. Neben den Hauptkanälen kommt aber auch den Sekundärkanälen eine große Wichtigkeit zu, da von der Zweckmäßigkeit der Anlage derselben das Gedeihen der Kolonien, namentlich der Verkehr auf dem Lande in hohem Maße abhängig ist. Derzeit erfreut sich das Parallelkanal-System der größten Beliebtheit.

Die Gesamtlänge aller niederländischen Moorkanäle, welche zum größten Teile in den Provinzen Drenthe, Overijssel und Groningen gelegen sind, erreicht ca. 4000 km. In den Jahren 1847—1897 allein wurden ca. 1000 km Moorkanäle neu angelegt und ein großer Teil der älteren Kanäle samt den Kammerschleusen rekonstruiert, so daß dieselben jetzt fast durchwegs mit Schiffen von 60—125 t Ladefähigkeit befahren werden können. Hierfür wurden die Gesamtauslagen von $22^1/_2$ Mill. holländischen Gulden gemacht. Die jährliche Abtorfung beträgt derzeit ca. 10 Mill. Kubikmeter, und entspricht dies einer Bloßlegung von ca. 400 ha Mineralboden, welcher gleichzeitig der intensiven landwirtschaftlichen Bewirtschaftung erschlossen ist.[1]) Es ist bemerkenswert, daß zu Beginn dieser Epoche eine Anzahl von Privatgesellschaften Kanalbauten auf eigene Kosten unternahm, indem man hierin eine sich gut verzinsliche Kapitalsanlage zu finden glaubte. Die Einnahmen aus den Kanälen stellten sich jedoch keineswegs so hoch, als man erwartet hatte; es ergab sich vielmehr, daß die Anlagekapitalien sich kaum mit 1 % verzinsten und daß nur die vom Staate bedeutend subventionierten Gesellschaften eine Verzinsung zwischen 2,5—5 % der investierten Privatkapitalien erzielen konnten. Dennoch sind die Kanalbauten, vom volkswirtschaftlichen Standpunkte betrachtet, für den Staat von größter Bedeutung, und wird dieselbe auch dann noch bestehen bleiben, wenn die heute noch ziemlich ausgedehnten jungfräulichen Moore der Niederlande verveent sein werden und die intensive Landwirtschaft allenthalben ihren Einzug gehalten haben wird; denn dieselbe bleibt

[1]) Gedenkboek uitgegeven ter Gelegenheid van het vijftigjarig Bestaan van het Koninklijk Institut van Ingenieur H. Wortman, Kanalisatie in de Veenstreken. te S'Gravenhage, J. & H. van Langenhuysen, 1897.

an das Kanalsystem gebunden, einerseits durch die billige Transportgelegenheit, welche dasselbe den landwirtschaftlichen Produkten bietet, anderseits durch die Möglichkeit, die Düngemittel, welche die Bewirtschaftung des meist sehr armen Sandbodens, der durch die Abtorfung bloßgelegt wird, fordert, aus den Städten, die in den Niederlanden mehr als anderwärts auf eine sorgfältige, wenn auch nicht immer hygienisch vollkommen einwandfreie Behandlung der Abfälle sehen, herbeizuschaffen. Außerdem bietet die Nachbarschaft der linksemsischen Hochmoore, mit denen das niederländische Kanalnetz, wie bereits erwähnt, in mehrfacher Verbindung steht, auch die Aussicht, einen Torftransport noch für lange Jahre hinaus unterhalten zu können.

IV. Die Bodenbewässerung.

IV. Die Bodenbewässerung.

A. Allgemeine Grundlagen.

Gelegentlich der Besprechung der Bodenentwässerung im dritten Abschnitte dieses Handbuches wurde hervorgehoben, welche bedeutsame Stelle das Wasser in der Reihe der Wachstumsfaktoren der Pflanzenwelt einnimmt. Dort wurden auch schon die Bedingungen erörtert, unter denen ein Überfluß an Wasser der Entfaltung einer üppigen Vegetation der Kulturgewächse abträglich wird. Es wurden weiter auch die technischen Maßnahmen erläutert, welche anwendbar sind, um den Boden durch die Entfernung von Wasserüberschüssen in den Zustand des Optimums rücksichtlich seiner Feuchtigkeitsverhältnisse überzuführen.

Demgegenüber wird der Bodenbewässerung die Aufgabe gestellt, eine Verbesserung der Vegetationsbedingungen durch Wasserzufuhr einzuleiten. In erster Linie wird sich dies darauf beziehen, das erforderliche Vegetationswasser überall dort herbeizuschaffen, wo klimatische oder Bodenverhältnisse des Standortes den natürlichen Wassergehalt des Bodens unter das wünschens werte Optimum herabsinken lassen oder gar unter das erforderliche Minimum herabdrücken.

Durch die Bodenbewässerung läßt sich aber fallweise auch eine ausgiebige Nährstoffzufuhr erzielen, weiter wird der Ablauf von Oxydationsvorgängen im Boden begünstigt und die Entfernung schädlicher Verbindungen ermöglicht. Das Bewässerungswasser bietet endlich vielfach ein Mittel zur Regelung der Wärmeverhältnisse des Bodens und kann endlich auch als Mittel zur Verdrängung oder Vernichtung von Schädlingen tierischer und pflanzlicher Natur wirksam angewandt werden. Entsprechend diesen angeführten Wirkungen einer rationellen Bewässerung sollen nunmehr in nachfolgendem die anfeuchtende und düngende Bewässerung, sowie die Bodenerwärmung, der Wasserbedarf und die Wasserverteilung des näheren besprochen werden.

I. Die anfeuchtende Bewässerung.

Wasserbedarf der Pflanzen.

Die Wassermengen, welche die Kulturpflanzen zu ihrer Entwicklung benötigen, sind ganz bedeutend. Obwohl der Pflanzenleib selbst ganz ansehnliche Wasserquantitäten enthält (z. B. bei den Getreidearten, Wiesengräsern, Futterpflanzen 75—85 Gewichtsprozent, in den Gemüsepflanzen, Knollen, Wurzelgewächsen, Früchten sogar 85—95 %), so treten dieselben doch vollständig in den Hintergrund gegen den Wasserverbrauch, der sich während der Vegetationszeit zum Aufbau der organischen Substanz einstellt.

Die Versuche von Hellriegel, Risler u. a. haben ergeben, daß zur Produktion von 1 kg Trockensubstanz des Pflanzenkörpers, je nach der Art des Gewächses selbst, der klimatischen Verhältnisse, des Düngungszustandes des Bodens etc., ein Wasserverbrauch von etwa 200 kg (bei Hafer) bis über 400 kg (bei Wiesengräsern und Futterpflanzen) auftritt. Auf die Flächeneinheit Landes bezogen ergibt dies ganz gewaltige Wasserquantitäten, die teils direkt durch Verdunstung aus dem Boden in die Atmosphäre übergehen, teils als nährstoffbeladene Flüssigkeit durch den Wurzelapparat in den Pflanzenleib eintreten. Auch von letzterem Teile wird nur eine geringe Menge beim Aufbau der organischen Substanz zerlegt und festgelegt; der weitaus größere Teil kehrt auf dem Wege der pflanzlichen Transpiration in die Atmosphäre zurück.

Veranschlagt man die Vegetationsperiode für die Getreidearten zu 120 bis 150 Tagen, so würde sich nach dem oben Gesagten ein Wasserbedarf für diese Zeit von 1500—2000 m^3 pro Hektar ergeben. Dies entspricht einem durchschnittlichen täglichen Wasserbedarfe von 10—15 m^3 bezw. einer Niederschlagsmenge von 1—1,5 mm. Für die stärker transpirierenden Wiesengräser, Futterpflanzen, Rüben u. dergl., welche nicht nur eine weitaus größere Menge an Substanz pro Flächeneinheit erzeugen und auch eine längere Vegetationszeit (etwa 180—220 Tage) aufweisen, würde sich analog der Gesamtwasserbedarf auf 4000—5000 m^3 für die ganze Vegetationsperiode, bezw. 20—25 m^3 pro Tag, d. i. eine Regenhöhe von durchschnittlich 2—2,5 mm, ergeben.

Der Transpirationsprozeß unterliegt in seiner Intensität ganz beträchtlichen zeitlichen Schwankungen. Er setzt bereits bei dem Erwachen der Vegetation im Frühjahre kräftig ein, um nach Entfaltung der hauptsächlich die Transpiration vermittelnden Blattorgane mächtig anzuschwellen, kurz vor der Blüte sein Maximum zu erreichen und dann während der Fruchtreife schon abzunehmen und entweder bei der Ernte einen jähen Abbruch zu finden oder allmählich auf das Minimum der Aktivität während der winterlichen Vegetationsruhe herabzusinken.

Die in nachstehender Tabelle angeführten Zahlen (nach Versuchen von Lawes und Gilbert) illustrieren diesen Anstieg im Wasserbedarfe verschiedener Kulturpflanzen. Da sich dieselben auf die Beobachtungen an einzelnen Individuen beziehen, können sie wohl nur als Relativzahlen angesehen werden.

Tabelle über den Wasserverbrauch der Pflanzen.

Pflanzengattung	Verbrauchte Wassermenge in der Zeitperiode:					
	19. März bis 28. März	29. März bis 28. April	29. April bis 28. Mai	29. Mai bis 28. Juni	29. Juni bis 28. Juli	29. Juli bis 28. Aug.
Weizen	0,9	2,6	10,5	76,5	99,8	71,5
Gerste	0,9	3,9	28,8	71,0	97,6	79,1
Erbsen	0,7	2,8	6,1	70,9	—	—
Klee	2,9	3,4	6,1	95,7	—	—

In den geschlossenen Pflanzenverbänden kann sich erfahrungsgemäß der tägliche Wasserverbrauch in der Zeit der lebhaftesten Vegetationstätigkeit auf 50—80 m^3 pro Hektar erheben. Dem entspricht eine Niederschlagshöhe von 5—8 mm pro Tag.

An die Intensitätskurve des Transpirationsprozesses schmiegt sich andererseits die Produktionskurve der organischen Substanz engstens an. Beide stehen wieder in engster Beziehung zu den jeweiligen Wasservorräten des Bodens, denn die von ganz anderen Gesetzmässigkeiten beherrschten Niederschlagsergebnisse können naturgemäß in ihren jahreszeitlichen Schwankungen nur zufällig mit den momentanen Wasserbedürfnissen für das Optimum der Pflanzenentwicklung zusammenfallen. Ebenso kann eine Zufuhr von Bewässerungswasser sowohl aus Gründen der bautechnischen Einrichtung, wie auch des Betriebes nicht kontinuierlich nach Maßgabe des jeweilig auftretenden Bedarfes geregelt werden, und muß demnach dem Boden die Aufgabe zufallen, im Wechsel zwischen Wasserzufuhr und Wasserentnahme als Regulator zu wirken.

In der Lehre von der Entwässerung wurde bereits schon angezeigt, in welchem Grade eine allzu weitgehende Wasseraufspeicherung im Boden der Vegetationsentfaltung abträglich werden kann. Ebenso besteht aber auch eine untere Grenze, unter die der Wassergehalt des Bodens nicht gehen darf, ohne eine Schädigung, ja selbst nur zeitliche Verzögerung des Vegetationsprozesses zu verursachen.

Eine scharfe Angabe der diesbezüglichen Grenzen ist wohl undurchführbar. Es möge hier nur nochmals darauf verwiesen werden, daß eine Wasserkapazität des Bodens von über 95 % des Porenvolumens eine künstliche Bodenentwässerung dringendst erheischt und daß selbst Böden mit einer Wasserkapazität von 90—95 % sich für eine Entwässerung und die Hand in Hand gehende Bodenauflockerung noch immer äusserst dankbar zeigen werden. Dementsprechend dürfte auch ein Wassergehalt von etwa 80—85 % des Porenvolumens als jene obere Grenze anzusehen sein, welche wenigstens während der Vegetationsperiode auf längere Zeit nach obenhin nicht überschritten werden sollte.

Andererseits wurde vielfach experimentell festgestellt, daß das hygroskopisch gebundene Bodenwasser der Pflanzenwurzel unzugänglich bleibt, trotzdem sich dessen Menge bei einzelnen Bodenarten selbst auf einige Volumprozente belaufen kann. Der Vegetationsprozess scheint sogar bei einem Wassergehalte von etwa 15—20 % des Porenvolumens schon eine Beeinträchtigung zu erfahren, so daß etwa ein Wassergehalt von 25 % als untere Grenze für ein lebhaftes Pflanzenwachstum in der Zeit der stärksten Wachstumsintensität anzusehen wäre.

Als Optimum des Wassergehaltes wird von verschiedenen Forschern das Intervall von etwa 50—55 % des Porenvolumens angesehen. Dasselbe würde sonach für einen Boden mit 40 % Porenvolumen einer Wasserfüllung von etwa 20—25 % des Gesamtvolumens entsprechen, während unter den gleichen Umständen das zulässige Maximum mit 30—35 % das möglichst

nicht zu unterschreitende Minimum mit 10 % des Gesamtvolumens anzunehmen wäre.

Diese Zahlen charakterisieren das Intervall, in dem sich die Wasservorräte der Volumeneinheit des Bodens bewegen dürfen, ohne der Pflanzenentwicklung abträglich zu werden. Daneben ist aber auch noch die Mächtigkeit der Bodenschichte ins Auge zu fassen, welche überhaupt für eine nutzbare Wasseraufspeicherung in Frage kommt; denn diese ist in erster Linie entscheidend für die absolute Größe der Reserve bezw. die Zeit, für welche dieselbe ausreicht. Für die Wiesengräser und die Jugendstadien der übrigen Kulturpflanzen erstreckt sich dieselbe nur auf wenige Dezimeter der Tiefe. Den Wiesengräsern versperrt ja die dichte Lagerung des leider meist ganz unbearbeitet bleibenden Bodens ein Vordringen in grössere Tiefen. Die heranwachsenden Zerealien und Wurzelgewächse, namentlich aber die mehrjährigen Klee- und Luzernepflanzen können sich mit ihrem kräftigen Wurzelsysteme weit größere Tiefen erschließen. Wohl findet der Wurzelraum beim Bestande eines kapillaren Zusammenhanges mit etwaigen tiefer gelegenen feuchten Bodenschichten oder dem Grundwasserträger selbst wieder eine Speisung, doch darf in dieser Hinsicht die Leistungsfähigkeit der Kapillarkraft nicht überschätzt werden. Denn wenn auch die kapillare Steighöhe in manchen Bodenarten ganz bedeutend ist, so nimmt doch die Steiggeschwindigkeit und mit ihr die pro Zeiteinheit in einer bestimmten Tiefenstufe zugänglich werdende Wassermenge für wachsende Steighöhen sehr rasch ab, und begegnet man gerade bei anfeuchtungsbedürftigen Böden nur zu oft dem Falle, daß sich eine wasserarme Schichte von minimaler kapillarer Leitfähigkeit zwischen den tief liegenden Grundwasserträger und den Wurzelraum der Pflanzen einschiebt. In einer derartigen Zone von verschwindend kleiner wasserhaltender Kraft ist dann auch eine rationelle Wasseraufspeicherung ausgeschlossen und beschränkt sich letztere auf jene Wassermengen, die in den überlagernden Schichten als hängendes Bodenwasser in Schwebe erhalten bleiben.

Den Gegensatz zu diesen Bodenprofilen bilden jene, die schon in geringer Tiefe unter dem eigentlichen Wurzelraum festes Gestein oder eine wasserhaltende Schichte aufweisen, während der Oberboden selbst einen hohen Durchlässigkeitsgrad besitzen mag. In diesem Falle zeigt sich das ungünstige Aufspeicherungsvermögen des Bodens in augenfälliger Weise darin, daß in niederschlagreicher Zeit sofort die gefürchtete stauende Nässe auftritt, welche beim Eintritt einer Trockenperiode wieder dem Wassermangel und der Dürre Platz macht; denn während im einen Falle das anstehende Gestein überhaupt nur geringe Wassermengen enthält, wird im anderen Falle der Aufstieg des Wassers dadurch erschwert, daß die Kapillarkraft einen Übergang aus engeren Hohlräumen in weitere nur in ganz beschränktem Maße gestattet.

Um die Beziehungen zwischen Porenvolumen und nutzbarem Wasserquantum einerseits und der hieraus hervorgehenden Reserve für den verschieden grossen Bedarf der Vegetation andererseits klarer übersehen zu können, werden in nachstehender Tabelle eine Reihe korrespondierender Werte einander gegenübergestellt.

Tabelle über die Gröfse des nutzbaren Wasservorrates in einer Bodenschichte von 1 dm Stärke.

Porenvolumen in Volumprozenten	30,0	35,00	40,0	45,0	50,0
" " Liter pro 1 m² Bodenfläche	30,0	35,00	40,0	45,0	50,0
" " m³ pro 1 ha Bodenfläche	300,0	350,00	400,0	450,0	500,0
Nutzbares Wasserquantum bei der Verminderung des Wassergehaltes von 75 auf 25 Volumprozent in Liter pro 1 m² Bodenfläche	15,0	17,50	20,0	22,5	25,0
Nutzbares Wasserquantum bei der Verminderung des Wassergehaltes von 75 auf 25 Volumprozent in m³ pro 1 ha Bodenfläche	150,0	175,00	200,0	225,0	250,0
Bei einem täglichen Wasserbedarfe von	ergibt dies eine Reserve für Tage:				
1,0 mm = 10 m³ pro Hektar	15,0	17,50	20,0	22,5	25,0
2,5 " = 25 " " "	6,0	7,00	8,0	9,0	10,0
5,0 " = 50 " " "	3,0	3,50	4,0	4,5	5,0
7,5 " = 75 " " "	2,0	2,30	2,6	3,0	3,3
10,0 " = 100 " " "	1,5	1,75	2,0	2,2	2,5

Es wird leicht möglich sein, in einem Spezialfalle auf Grund der Erhebungen über den Aufbau des Bodenprofiles des zu bewässernden Grundstückes, der Kulturgattung und der klimatischen Verhältnisse festzustellen, bis zu welchem Betrage das zur Feuchterhaltung des Bodens in den verschiedenen Abschnitten der Vegetationsperiode erforderliche Wasser durch die Niederschläge selbst gedeckt ist, bezw. welche Wassermengen noch künstlich zugeführt werden müssen und in welchen Zeitpunkten diese Zufuhr am zweckmäßigsten vorzunehmen sei.

Freie Verfügung über das Wasser vorausgesetzt, wird es nie schwer sein, leichte Böden im günstigsten Feuchtigkeitszustande zu erhalten. Nachdem die Wasserkapazität dieser Kategorie ohnehin die angenommene obere Grenze von etwa 75 % des Porenvolumens nach obenhin nur selten überschreiten wird, ist auch eine Schädigung durch zu starke Wasserzufuhr nicht zu befürchten, es wäre denn, daß ein undurchlässiger Untergrund die rasche Abgabe des die maximale Kapazität überschreitenden Wasserquantums hindern würde. Dem muß eben durch die Anlage entsprechender Entwässerungsgräben vorgebeugt werden. Sinkt die natürliche Wasserkapazität des Bodens stark unter 75 %, so muß dadurch der Vegetationsprozeß noch keineswegs leiden. Die Anfeuchtung wird nur insofern erschwert, als bei den einzelnen Wässerungen nur kurze Zeit nachhaltende Reserven geschaffen werden können. Die Anfeuchtungen haben dann tunlichst mit nur geringen Wasserquantitäten zu erfolgen, müssen sich aber oft wiederholen.

Schwieriger schon gestaltet sich der Wässerungsbetrieb, wenn die Böden bindiger sind und eine Wasserkapazität besitzen, welche dieselben befähigt, mehr Wasser festzuhalten, als der oben angegebenen Grenze von etwa 75 % des Porenvolumens entspricht. Wohl gestattet hier das große Aufspeicherungsvermögen die Schaffung lange vorhaltender Reserven, doch besteht schon die Gefahr, daß der Volumeneinheit allzu große Wassermengen zugeführt werden. Hier wird es Aufgabe des Kulturingenieurs sein, durch sorgsamsten Ausbau des Entwässerungsgrabennetzes darauf hinzuwirken, daß sich der

Boden möglichst rasch eines etwaigen, die Grenze des Zuträglichen überschreitenden Wasserüberschusses entledige.

Noch um vieles schwerer gestaltet sich die Durchführung der anfeuchtenden Bewässerung auf schweren Böden mit einer hohen, über 90 % des Porenvolumens hinausgehenden Wasserkapazität. Solche Böden nehmen das Wasser schwer auf, halten es aber andererseits auch so fest, daß wohl stets sich auf längere Zeit ein der Vegetationsentwicklung schon abträglicher Feuchtigkeitszustand des Bodens einstellen wird. Derartige Gründe sollten, wenn irgendwie tunlich, während der Vegetationsperiode überhaupt nicht bewässert werden. Lassen die klimatischen Verhältnisse aber eine anfeuchtende Bewässerung als unbedingt erforderlich erscheinen, so wird wohl ein einfaches Grabennetz nicht genügen, um den unvermeidlichen anfänglichen Wasserüberschuß nach Vollendung der Wässerung raschestens aus dem Boden zu entfernen. Hier wird es in den meisten Fällen angezeigt sein, nicht nur eine Bewässerung anzulegen, sondern dieselbe mit einer Drainage zu kombinieren, um den Boden in einen Lockerheitsgrad überzuführen, der es gestattet, eine Anfeuchtung vornehmen zu können, ohne der Vegetation einen Schaden zuzufügen. Auch dann noch wird es rationell sein, nur wenige aber kräftige Wasserspenden vorzunehmen, um wenigstens den Zustand einer Übersättigung des Bodens möglichst selten eintreten zu lassen.

Im allgemeinen dürfte für die Verhältnisse Mitteleuropas für die verschiedenen Bodenarten die nachstehend angegebene Zahl von Bewässerungen und Wassermengen ausreichend sein:

a) Für leichte Böden: 4—6 Wässerungen mit je 1200—1500 m^3, Wasser pro Hektar, das sind 4800—9000 m^3 pro Jahr.
b) Für mittelschwere Böden: 3—5 Wässerungen mit je 1200—1500 m^3, Wasser pro Hektar, das sind 3600—7500 m^3 pro Jahr.
c) Für schwere Böden: 2—3 Wässerungen mit je 1500—2000 m^3, Wasser pro Hektar, das sind 3000—6000 m^3 pro Jahr.

Diese Wassermengen sind wesentlich größer als die früher angegebenen Wasserquantitäten, welche von den Pflanzen während der Vegetationsperiode tatsächlich benötigt werden. Demgegenüber ist zu bedenken, daß, wie später noch des genaueren ausgeführt werden wird, nicht alles dem Boden während der Bewässerung zugeleitete Wasser demselben auch erhalten bleibt. Die Wasserverteilung über die Kulturflächen selbst bringt immer Verluste mit sich und wird durch die Entwässerungsgräben immer ein erheblicher Teil des Wassers abgeleitet, also für die Anfeuchtung unwirksam. Endlich kann ja auch die Verteilung nicht mit absoluter Gleichförmigkeit vorgenommen werden.

Ökonomierat Heuschmidt in Bayreuth gibt auf Grund seiner langjährigen Erfahrungen über die Bewässerungsanlagen in Oberfranken nachstehende Angaben über den Wasserbedarf zur Anfeuchtung während der Zeit von Mitte Mai bis Mitte August:

a) Bei schweren Lehmböden: eine zweimalige Anfeuchtung von je 0,14 m, zusammen also eine Stauhöhe pro Jahr von $h = 0,28$ m, das sind 2800 m^3

pro Hektar und Jahr (in seltenen Fällen wurde noch eine dritte Anfeuchtung notwendig).

b) Bei mittleren Lehmböden: eine dreimalige Anfeuchtung von je 0,15 bis 0,16 m, zusammen $h = 0{,}45—0{,}50$ m, das sind 4500—5000 m³.

c) Bei leichtem, sandigem Lehm und lehmigen Sandböden: eine 4 bis 5 malige Anfeuchtung mit je 0,17—0,20 m, zusammen $h = 0{,}68—1{,}00$ m, das sind 6800—10000 m³ pro Hektar und Jahr.

Nach Baurat Gerhardt-Berlin genügt an vielen Orten Deutschlands für die Wiesenbewässerung sogar schon eine einmalige Anfeuchtung zum zweiten Schnitt, und zwar ist dieselbe ungefähr 1 Woche nach der Abräumung des ersten Schnittes zu geben. Als erforderliches Wasserquantum wird hierbei 800—1000 m³ pro Hektar namhaft gemacht. Dasselbe hat die Aufgabe, der Vegetation über die alljährlich wiederkehrende Trockenheit in den ersten 3 Wochen des Monats Juli hinüberzuhelfen.

Mit derartigen wenigen aber starken Anfeuchtungen wird man unter den klimatischen Verhältnissen Mitteleuropas wohl immer das Auslangen finden, denn hier weisen ja auch die Sommermonate noch immer ganz beträchtliche Regensummen auf, wenngleich der Regenfall oftmals so ungünstig verteilt ist, daß sich mit mehr oder weniger großer Regelmäßigkeit Trockenperioden einstellen, die, wenn sie sich auf mehrere Wochen erstrecken, der Vegetation ganz beträchtlichen Schaden zufügen können.

Die Vornahme solcher fallweiser stärkerer Anfeuchtungen begegnet aber auch hier schon Schwierigkeiten, wenn sich große Komplexe zu einem gemeinsamen Bewässerungsunternehmen zusammschließen und der Grundbesitz stark zerstückelt ist. In einem solchen Falle würde nicht nur die sekundlich zuzuleitende Wassermenge groß werden, sondern mit ihr das ganze Grabensystem bis in seine feinsten Verästelungen unverhältnismäßig große Dimensionen erhalten müssen, wenn die ganze Fläche rasch eine Anfeuchtung bekommen soll, wie dies ja in hohem Grade wünschenswert ist, wenn der plötzliche Eintritt trockener Witterung die schleunigste Wasserzufuhr notwendig erscheinen läßt.

Diesen Schwierigkeiten läßt sich erfolgreich begegnen, wenn die Wasserzuteilung so gehandhabt wird, wie dies an den im letzten Viertel des XIX. Jahrhunderts im nördlichen Italien und in Südfrankreich angelegten großen Bewässerungskanälen der Fall ist. Hier wird dem Hauptkanale eine Wasserführung von ebensovielen Sekundenlitern gegeben, als die Anzahl der Hektare Landes beträgt, die sich von vornherein dem Unternehmen anschließen oder deren Anschluß doch gewärtigt werden kann. Die Wasser abgabe erfolgt dann während der ganzen 183 tägigen Periode April-September regelmäßig in Zeitintervallen von 7—10 Tagen für jedes angeschlossene Grundstück, und zwar wird das Wasser nach einem genau vereinbarten Stundenplane dem Abnehmer durch eine bestimmte Anzahl von Stunden hindurch zur Verfügung gestellt. Meist ist diese tatsächliche Wässerdauer mit 6 Stunden bemessen. An manchen Kanälen wird aber auch bis auf nur 4 Stunden herabgegangen oder die Bezugszeit auf 12 Stunden verlängert. In dieser Zeit

wird dann jenes Wasserquantum zur Abgabe gebracht, das einem permanenten Zulauf von 1 sl. pro Hektar während des angenommenen Turnus entsprechen würde. Für 7tägigen Turnus und 6stündige Wasserabgabe wird somit ein Quantum von 28 sl. durch 6 Stunden hindurch, das sind in Summe 570 m³, abgegeben. Bei 7tägigem Turnus und 4stündiger Abgabe erhöht sich das faktische Zulaufquantum auf 42 sl. und sinkt dasselbe bei 10tägigem Turnus und 12stündiger Zumessung auf 20 sl.; geringere Wassermengen als 10—15 sl., d. h. für Anschlüsse von weniger als 1 ha, werden überhaupt nicht direkt abgegeben, und zwar erfolgt dies in erster Linie aus Gründen der Betriebsvereinfachung. Es vereinigen sich deshalb namentlich Gemüsegärtner, die eine öftere Zumessung einer kleineren Wassermenge wünschen, zum gemeinsamen Bezuge einer größeren Wassermenge und bringen dieselbe untereinander zur entsprechenden Aufteilung.

Das Wasserquantum von 15800 m³, das einem permanenten Zulauf von 1 sl. durch 183 Tage entspricht und regelmäßig in den angegebenen Intervallen zur Abgabe kommt, ist weitaus größer als der Gesamtwasserbedarf der Pflanzen während der Vegetationsperiode. Hingegen ist die für jede einzelne Wässerung entfallende Wassermenge so bemessen, daß dieselbe dem ungefähren Maximalbedarfe in der Zeit der größten Dürre entspricht. Es wird daher in Zeiten schwächeren Wasserbedarfes seitens vieler Landwirte auch gar kein Gebrauch von dem gerade zustehenden Wasserquantum gemacht. Im Bewässerungsbetriebe wohlerfahrene Landwirte hingegen verstehen es, in solchen Zeiten das zustehende Wasserquantum zur Schaffung entsprechender Reserven im Boden auszunützen und hierdurch das Wasser einer weitaus größeren Anzahl von Hektaren nutzbar zu machen, als der Zahl der Sek.-Liter des fiktiven permanenten Zulaufes entsprechen würde. Namentlich die Anfeuchtung der Zerealien, die ja auch in den südlichen Gegenden meist nur ausnahmsweise in besonders ungünstigen Jahren vorgenommen wird, kann so vielfach auf Kosten der Bewässerung der Wiesen, Futter- oder Feldgemüseschläge vorgenommen werden, ohne letzteren irgend welchen Schaden zuzufügen. Nur für die Einsumpfung der Reisfelder und die Überstauung der Weingärten zur Vernichtung der Reblaus tritt ein höherer Wasserbezug ein. Hier ändern sich aber die Verhältnisse auch insofern, als für die Erhaltung der Überstauung wirklich ein permanenter Wasserzulauf notwendig wird. Derselbe kann auf Reisfeldern mit durchlässigem Untergrunde bis auf 3 sl., bei Weingärten, die meist mit beträchtlich größerer Tiefe überstaut werden, sogar auf 5 sl. steigen. Allerdings fällt dieser Wasserbezug wieder in eine Zeit, in der die Ansprüche der anderen Kulturen wesentlich geringer sind, nachdem die Bewässerung der Reisfelder schon im Monat Juli definitiv eingestellt wird und die Überstauung der Weingärten überhaupt nur während ca. 60 Tagen des Winters in frostfreier Zeit geübt wird.

Gelegentlich der Besprechung der Methoden der Wasserverteilung auf den Kulturflächen selbst wird auf die angeführten Zahlen nochmals zurückgegriffen werden.

II. Die düngende Bewässerung.

1. Qualität des Wassers.

Wird die Bewässerung lediglich im Interesse der Zufuhr des erforderlichen Vegetationswassers, also mit relativ kleinen Wassermengen vorgenommen, so kommt die qualitative Beschaffenheit des Wassers in dem Erfolge nur wenig zum Ausdruck. Voraussetzung bleibt natürlich auch hier, daß das Wasser keinerlei Stoffe mit sich führen darf, die als Gifte für die Pflanzen oder die Mikroorganismen des Bodens wirksam werden könnten oder eine weitgehende Veränderung der physikalischen Eigenschaften des Bodens bewirken könnten.

Um so wichtiger erscheint die chemische Beschaffenheit des naturgemäß niemals vollkommen reinen Wassers, wenn die Bewässerung zwecks Zufuhr von Pflanzennährstoffen durchgeführt wird. Für derartige Meliorationen kann die Bemessung des erforderlichen Wasserquantums oder die Abschätzung der Leistungsfähigkeit eines verfügbaren Wasserzuflusses einzig auf Grundlage vollständiger, womöglich sich über längere Zeiträume erstreckender Wasser- und Bodenanalysen fallweise erfolgen. Bei Projektierung großer Bewässerungsanlagen wird sich vor deren Bauausführung als sicherster Anhaltspunkt nebst dem die Einrichtung und der Betrieb einiger verschiedener Probeparzellen empfehlen.

Im Nachstehenden können daher auch nur ganz allgemeine Gesichtspunkte näher betrachtet werden.

Die bei der düngenden Bewässerung in Betracht kommenden Fremdstoffe finden sich im Wasser teils in gelöster Form, teils werden sie vom strömenden Wasser in Suspension mitgeführt und der Teilchengröße entsprechend bei Geschwindigkeitsverminderung mehr oder minder rasch und vollständig zur Ausscheidung gebracht. In direkt assimilierbarem Zustande finden sich ausschließlich die gelösten Mineralstoffe, während die gelösten organischen Komplexe erst durch Vermittelung von Mikroorganismen mineralisiert und in aufnehmbare Form übergeführt werden. Die suspendierten Fremdstoffe können hingegen in erster Linie nur eine Änderung der physikalischen Eigenschaften des Bodens bewirken. Als Pflanzennährstoffe kommen sie erst nach Durchmachung eines entsprechenden Verwitterungsprozesses in Betracht, nachdem die leichter löslichen Stoffe zumeist schon durch das herbeiführende Wasser ausgelaugt sein werden. Demgemäß dürfen auch nur die gelösten Stoffe direkt als Düngematerial angesprochen werden. Die suspendierten Teile bilden sonach nur eine Anreicherung des Nährstoffkapitales des Bodens, das zumeist erst nach längerer Zeit nutzbar werden wird.

Die suspendierten Stoffe lassen sich bei sorgfältiger Handhabung des Wässerbetriebes, namentlich mittelst der Überstauungsmethoden bis zu einem hohen Prozentsatze aus dem Wasser gewinnen. Anders verhält es sich mit den gelösten Stoffen, u. z. werden eine ganze Reihe von Faktoren darüber entscheiden, inwieweit in einem gegebenen Falle durch dieselben eine tatsächliche Anreicherung mit Pflanzennährstoffen möglich wird.

Wenngleich es derzeit noch nicht durchführbar erscheint, die diesbezüglich in Betracht kommenden Verhältnisse zahlenmäßig darzustellen, so wird es doch nicht unangebracht sein, angesichts der Wichtigkeit, welche gerade diese Frage für den Kulturingenieur besitzt, die bei Zufuhr gelöster Stoffe möglichen Vorgänge etwas näher zu beleuchten.

Jedenfalls wird vor Beginn der Bewässerung im Boden ein chemisches Gleichgewicht bestehen zwischen der Menge der im vorhandenen Bodenwasser gelösten Pflanzennährstoffe und dem noch wasserlöslichen Rest derselben im Boden selbst. Durch Zutritt des Bewässerungswassers wird nun eine Änderung der Konzentration der das Porenvolumen des Bodens mehr minder vollständig erfüllenden Flüssigkeit eintreten, und zwar wird die Konzentration steigen, wenn das zugeführte Wasser die gelösten Stoffe in konzentrierterer Form enthält, als das ursprünglich noch vorhandene Bodenwasser. Im entgegengesetzten Falle müßte eine Verdünnung des letzteren vor sich gehen. Sicherlich aber wird sich in beiden Fällen eine Störung des anfangs bestandenen chemischen Gleichgewichtes ergeben. Wurde durch die Wasserzufuhr eine Konzentrationssteigerung hervorgebracht, so kann die Wiederherstellung des chemischen Gleichgewichtes mit einer Anreicherung des Bodens enden. Tritt hingegen Verdünnung ein, so werden sogar früher ungelöste Stoffe in Lösung gehen. Dieselbe Wirkung können naturgemäß auch besondere vom Wasser zugeführte Salze oder Gase wie nicht minder dessen Temperatur ausüben. Im ersten Falle haben wir sicherlich einen Gewinn zu verzeichnen; aber auch der Eintritt des zweiten Falles braucht nicht immer eine Schädigung zu bedeuten, u. z. wird eine solche sicherlich nicht eintreten, wenn das zugeführte Wasser ganz oder wenigstens zum größten Teile im Boden aufgespeichert bleibt, wie bei der anfeuchtenden Bewässerung. Denn dann wird sich ja im Boden weiter nichts abspielen, als jene Lösung und Beweglichmachung früher ungelöster Nährstoffe, welche stets unter den günstigen Wirkungen der Bewässerung angeführt wird. Gelangen hingegen, wie dies bei Verwendung reichlicher Wassermengen der Fall sein muß, größere Wassermassen durch die Bodenentwässerung zur Wiederableitung, so kann sich sehr wohl der Fall einstellen, daß der Verlust durch Auslaugung und Ableitung früher ungelöster Stoffe jenen Gewinn überwiegt, der aus der Aufspeicherung größerer nährstoffbeladener Wassermengen im Boden erzielbar ist.

Diese nur die Hauptmomente berücksichtigende Darstellung steht in vollkommener Übereinstimmung nicht nur mit der Erfahrung der Praxis, daß das Bewässerungswasser oftmals selbst bei wiederholter Aufbringung nur minimale Nährstoffmengen abgibt, manchmal sogar eine beträchtliche Anreicherung an fixen Bestandteilen erfährt, sie deckt sich auch mit den Beobachtungen, welche J. König bei seinen exakten Untersuchungen über Bewässerungsfragen machte, indem er feststellte, daß die Größe der Nährstoffabnahme einen entschiedenen Parallelismus aufweist mit der Intensität des Pflanzenwachstums während der Zeit der Bewässerung. Denn in dieser Zeit einer energischen Wachstumstätigkeit wird nicht nur eine entsprechend größere Wassermenge mit ihren gelösten Stoffen durch Übergang in die

Pflanzen vor dem Abströmen bewahrt, sondern es wird auch der Vorrat an löslichen Pflanzennährstoffen des Bodens schon eine Verminderung erfahren haben, wodurch wieder eine Nährstoffabgabe an den Boden begünstigt wird. Auch die Beobachtung, daß das oberirdisch abfließende Bewässerungswasser vielfach nährstoffärmer wird, als das durch den Boden sickernde Wasser steht in vollkommener Übereinstimmung mit der oben gegebenen Erklärung. Müssen doch die obersten Bodenschichten, deren löslich gewordene Bestandteile teils von der Vegetation aufgenommen, teils durch den Regen immer wieder in die Tiefe gebracht werden, ein entsprechend größeres Aufnahmsvermögen äußern.

Der Kulturingenieur wird immer gut daran tun, sich durch eingehende Untersuchungen über die Natur des Bodens und des zuzuführenden Bewässerungswassers in jedem Spezialfalle über die möglichen chemisch-physikalischen Wechselbeziehungen zu unterrichten.

Zur allgemeinen Charakteristik der für die Bodenbewässerung in Betracht kommenden Wässer mögen noch einige Angaben folgen:

Das Wasser der Quellen ist zumeist frei von suspendierten und arm an gelösten wertvollen Pflanzennährstoffen, wird daher auch mehr für die anfeuchtende als für die düngende Bewässerung in Betracht kommen. Quellwässer mit einem höheren Gehalte an Kochsalz, Schwefelwasserstoff, Eisenoxydul oder Humussäure sind womöglich ganz von der Verwendung auszuschließen. Den beiden letztgenannten kann durch Belüftung ein Sauerstoffüberschuß zugeführt werden, der neben der Oxydation der enthaltenen schädlichen Substanzen den Eintritt von Reduktionsprozessen im Boden zu hindern vermag. Zur Vornahme derartiger Belüftungen kann die Aufspeicherung des Wassers in flachen Teichen dienen, die ja auch eine zuträgliche Erwärmung des vielfach sehr kühlen Quellwassers befördert. Ebenso wird die Sauerstoffaufnahme durch die Leitung des Wassers über Kaskaden aus Stein, Brettern oder Strauchwerk befördert.

Bach- und Flußwasser zeichnet sich durch einen wesentlich höheren Gehalt an festen Bestandteilen aus. Derselbe unterliegt allerdings auch für ein und dasselbe Gewässer ganz erheblichen, zeitlichen Schwankungen. Im allgemeinen werden bei höheren Wasserständen mehr suspendierte Stoffe mitgeführt, während gleichzeitig die Konzentration der Lösung abnimmt, aus welchem Grunde quantitative, chemische Analysen bei verschiedenen Wasserständen durchzuführen sein werden.

So zeigt z. B. die Donau bei Wien bei Nullwasser ungefähr 200 g gelöste und ca. 10 g suspendierte Bestandteile pro 1 m^3 Wasser. Bei Wasserständen von etwa + 2,5 m führt sie hingegen pro 1 m^3 Wasser ca. 140 g gelöste und 220 g suspendierte Fremdstoffe. In nachstehender Tabelle folgt die Gegenüberstellung des Gehaltes verschiedener Wasserläufe an wertvollen Pflanzennährstoffen (Jahresmittel).

(Siehe die Tabelle auf Seite 388.)

Hierzu sei bemerkt, daß das Wasser der Quelle der Sorgue (bei Avignon) und jenes der Durance in Frankreich ausgedehnte Verwendung zur anfeuchtenden Bewässerung findet. Die Analyse des Seinewassers bezieht sich auf eine

Stelle, wo dieser Fluß stark mit den Abwässern der Stadt Paris verunreinigt war, und stammt aus einer Zeit, in der die Pariser Rieselfeder erst zum kleinsten Teile im Betriebe standen.

1 m³ enthält in Gramm	Quelle der Sorgue		Donau bei Wien		Durance		Seine bei Paris	
	gelöst	suspendiert	gelöst	suspendiert	gelöst	suspendiert	gelöst	suspendiert
Kalk	90,6	0,41	62,0	16,0	86,7	211,0	108,6	
Kali	3,74	0,007	2,0	2,0	2,01	2,607	1,8	
Phosphorsäure	0,026	0,003	Spur	0,5	0,30	1,215	Spur	
Gesamtstickstoff	0,270	0,004	0,7	—	0,831	0,808	2,0	
Gesamtrückstand	160,0	2,10	172,10	103,77	240,0	940,0	272,0	

Um endlich auch den in der Literatur oft gebrauchten Ausdruck „gutes Rieselwasser“ näher festzulegen, folgen noch die von J. König-Münster seinerzeit hierüber aufgestellten Zahlen. Nach diesem Agrikulturchemiker soll in 1 Liter Wasser enthalten sein: 4,3 cm³ Sauerstoff, 100 mg Kalk, 10 mg Magnesia, 25 mg Natron, 30 mg Schwefelsäure, 30 mg Chlor, 175 mg Kohlensäure, 10 mg Salpetersäure.

Einen annähernden Anhaltspunkt für die Beurteilung der Verwendbarkeit des Wassers für Bewässerungszwecke vermag auch die natürliche Vegetation längs der Ufer des Wasserlaufes, aus dem das Wasser entnommen werden soll, zu bieten. So wird das Vorhandensein von Brunnenkresse (Nasturtium), Wasserehrenspreis (Veronica), Wasserrispengras (Glyceria), von Wasserfäden und Wasserlinsen usw. auf ein gutes Wasser schließen lassen. Binsen (Cyperaceae), Riedgräser (Caricaceae), Schilfrohr (Arundo), Wasserschierling (Cicuta), Froschlöffelkraut usw., also insbesondere alle sauren Gräser, werden auf eine schlechtere Qualität des Wassers hinweisen. Der Kalkreichtum wird durch die Anwesenheit der Chara-Arten besonders erkennbar sein.

Über die besondere Eignung der verschiedenen Abwässer im ursprünglichen oder verdünnten Zustande wird im Kapitel Abwässerreinigung des zweiten Teiles dieses Handbuches noch ausführlicher berichtet werden.

2. Notwendiges Wasserquantum.

Angesichts der großen Verschiedenheit in dem Nährstoffgehalte des Bewässerungswassers kann es nicht verwunderlich erscheinen, wenn die Angaben über den Wasserbedarf für die Vornahme düngender Bewässerungen noch viel weiter auseinandergehen, als jene für das Wasserbedürfnis zur Anfeuchtung. So würden z. B. schon ca. 2000 m³ eines städtischen Abwassers mittlerer Zusammensetzung vollauf genügen, um pro Hektar und Jahr einen Ersatz für die Stickstoffentnahme selbst der anspruchsvollsten

Kulturen zu schaffen. Demgegenüber werden den überaus flachgründigen, grobsandigen Wiesen in den französischen Vogesen pro Hektar und Jahr bis zu 2 Millionen m³ Wasser, das dem Granit entstammt und recht nährstoffarm ist, zugeführt, ohne irgend welche Zeichen einer übermäßigen Nährstoffanreicherung hervorzubringen.

In der Praxis, namentlich bei ausgedehnteren Anlagen, wird auch der Wasserbezug durch die wasserrechtlichen Verhältnisse einerseits, sowie durch bauökonomische Rücksichten andererseits in einen wesentlich engeren Spielraum verwiesen.

Nur zu oft wird der Fall eintreten, daß der Kulturingenieur vor die Entscheidung gestellt wird, auf einen weitgehenden Rückersatz der Pflanzennährstoffe durch das Wasser zu verzichten und lieber einer größeren Fläche Landes die Vorteile einer wenngleich schwächeren Bewässerung zuteil werden zu lassen.

Für Gegenden, in denen die Frühjahrsbewässerung in der Zeit vom Anfang März bis gegen Mitte Mai, die Herbstbewässerung während der Monate September bis November geübt und im Frühjahre das Wasser an ca. 20 Tagen, im Herbste an etwa 30 Tagen tatsächlich aufgeleitet werden kann und ein Wasserzufluß von etwa 40 l pro Hektar und Sekunde zur Verfügung steht, so daß in beiden Perioden zusammen eine Wassermenge von 175000 m³ (d. i. pro Wässertag rund 3500 m³ bezw. eine mittlere Überstauungshöhe von 35 cm) gegeben werden kann, wird sich wohl unter den meisten Umständen schon ein recht befriedigender Erfolg der Bewässerung einstellen, der durch eine Verwendung größerer Wassermengen wohl nur noch um weniges gesteigert werden könnte.

III. Die erwärmende Wirkung des Bewässerungswassers.

Wenngleich es keinem Zweifel unterliegt, daß dem Boden mit dem Bewässerungswasser ganz beträchtliche Wärmemengen zugeführt werden können, so ist es doch derzeit noch fast ganz unmöglich, anzugeben, in welchem Maße diese Energiemengen der Vegetation zugute kommen. Die Beobachtung zeigt, daß auch in unseren Gegenden Wiesen in unmittelbarer Umgebung aufsteigender Quellen sich über Winter in frischem Grün erhalten. Ob aber hiermit die Produktion einer nennenswerten Menge von organischer Substanz Hand in Hand geht, ist einigermaßen zweifelhaft.

Ebenso können die Erfahrungen über die den ganzen Winter hindurch reichlichst bewässerten „Marciten" der Mailänder Gegend nicht ohne weiteres auf unsere Gegenden übertragen werden. Denn das dort zur Verwendung gelangende, häufig artesische Wasser hat eine weitaus höhere Temperatur (im Minimum immer noch 8—10 ° C.), und handelt es sich bei der Kultur der Marciten um die Überwindung meist nur ganz kurzer Frostperioden (Mailand liegt im Bereiche der Januar-Isotherme von + 4 ° C.).

Auch wird diese forcierte Winterbewässerung hauptsächlich zu dem Zwecke betrieben, um das ganze Jahr hindurch Grünfutter zu erzielen und hiermit den sonst beim Übergange von Grünfutter zur ausschließlichen Rauh- und Kraftfütterung zu erwartenden Rückschlag zu vermeiden. Diesem

Erfolge opfert der Lombardische Wasserwirt gerne die ungeheuren Mengen von Arbeit und Düngemitteln, welche die Marcite verlangt, aber auch durch 5—9 Futterschnitte mit 100000—150000 kg Grünfutter pro Hektar lohnt.

Für unsere rauheren Gegenden mit einer mehrmonatlichen vollständigen Vegetationsruhe dürfte es zweckmäßiger sein, auf die immerhin gefährliche Ausdehnung des Bewässerungsbetriebes in den tiefen Winter hinein zu verzichten und die Herbstbewässerung zeitig genug abzubrechen, um die Wiese abgetrocknet in den Winter zu bringen. Denn auch zur Vertilgung von Moosen und sauren Gräsern scheint die Winterbewässerung, ob zwar vielfach empfohlen, nicht der rationellste Weg zu sein. Moose werden durch Behandlung der Narbe mit geeigneten Geräten sicherer zerstört werden, die sauren Gräser hingegen verschwinden am raschesten bei sachgemäßer Handhabung der Entwässerung in den übrigen Wasserperioden, sowie durch Förderung der Bodendurchlüftung durch Bearbeitung, event. auch durch die Zufuhr von Kalk und Phosphaten.

Gleichwohl ist es wünschenswert, den Kulturingenieur an der Hand einiger Zahlen über die Größe des Wärmekapitales im Bewässerungswasser zu orientieren, dasselbe in Vergleich zu setzen mit den von der Sonne zugestrahlten Wärmesummen, sowie zum Wärmegehalte der Luft. Endlich sind auch die durch die Wasserverdunstung erwachsenden Wärmeverluste einigermaßen zahlenmäßig zu belegen.

Wärmegehalt des Wassers: In einem Wasserquantum von 86,4 m^3, welches der schon vielfach benutzten Einheit eines sekundlichen Zulaufes von 1 l während eines vollen Tages entspricht, sind bei einer Temperatur von C (Celsiusgraden) $86400 \times C$ Kilogrammkalorien bezw. $86400000 \times C$ Grammkalorien enthalten. Würde also z. B. einem Hektar Land ein Wasserquantum von 100 sl. mit einer Temperatur von 10° zufließen und nach einer Abkühlung auf 6° abfließen, so würden hierbei $86400 \times 100 \times 4 = 34560000$ Kilogrammkalorien abgegeben.

Auf das Quadratzentimeter als Flächeneinheit bezogen gibt dies 345,6 Grammkalorien, d. i. eine Wärmemenge, welche jene der Sonnenstrahlung eines ganzen Sommertages gleichkommen würde.

Bei der Wasserverdunstung gehen hingegen pro Liter Wasser rund 600 Kilogrammkalorien verloren. Einer Verdunstung von 1 mm pro Tag entspricht somit auch eine Wärmebindung von rund 60 Grammkalorien pro Quadratmeter und Tag.

Soll also z. B. durch ein Bewässerungswasser, das sich während der Bewässerung um t^0 abkühlen mag, ein Rückersatz für die Wärmebindung einer gleichzeitig ablaufenden Verdunstung von n mm Wasser geschaffen werden, so müßte das Zulaufquantum betragen: $q = 17{,}14 \cdot \frac{n}{t}$. Es würde also z. B. bei einer Abkühlung um 1° C. und 1 mm Verdunstung das Zuflußquantum für die Kompensation des Wärmeverlustes rund 17 sl. betragen. Dieses Quantum würde auf 4,5 sl. herabsinken, wenn ein Temperaturunterschied von 4° voll nutzbar werden würde, und müßte auf ca. 35 sl. erhöht werden, wenn, wie dies an einem Sommertage leicht der Fall sein kann, die

Verdunstung auf 10 mm pro Tag steigen und ein Temperaturunterschied von 5 ⁰ zwischen Zu- und Ablauf erreicht würde.

Den immerhin bedeutenden Wärmemengen in der Volumeneinheit Wasser gegenüber stellt die Luft zufolge ihrer geringen spezifischen Wärme ($s = 0{,}238$) und ihres geringen Volumengewichtes (1,29 kg/m^3 — auf die Änderung der beiden Faktoren mit der Temperatur und dem Drucke kann hier nicht näher eingegangen werden) ein geringfügiges Wärmereservoir dar. Es muß dies besonders betont werden, weil nur allzu oft von einer namhaften Erwärmung des Bodens durch das Eindringen warmer Luft gelegentlich der Bodenentwässerung gesprochen wird. Selbst bei einer so intensiven Entwässerung wie durch die Röhrendrainage, die beim Vollfließen mit etwa 0,65 l pro Hektar und Sekunde dem zugehörigen Bodenraume ein Wasserquantum von rund 50 m^3 pro Tag entnimmt, könnte ja doch nur ein Quantum von 50 m^3 Luft aus dem Titel des Nachdringens in den Boden gelangen. Dieses Luftquantum führt für jeden Temperaturgrad eine Wärmemenge von nur 15,35 Kilogrammkalorien mit sich. Würde also selbst eine um volle 10 Grade wärmere Luft in den Boden eindringen, so würde dies erst einen Wärmegewinn von 153 500 Grammkalorien pro Tag und Hektar ausmachen. Pro 1 cm^2 entfiele somit gar nur eine Beisteuer von 0,0015 Grammkalorien, während diese Fläche selbst an einem sonnigen Dezembertage unter dem 50. Breitegrade immer noch eine Wärmemenge von etwa 25 Grammkalorien zugestrahlt erhält.

Dieser kärgliche Wärmegewinn wird wohl sicherlich mehr als aufgezehrt in der latent werdenden Wärme bei der energischen Verdunstung, mit der ein derartiges Einströmen warmer Luft in den feuchten Boden sicherlich verbunden wäre.

Die bei der Bodendurchlüftung tatsächlich auftretende Erwärmung dürfte somit wohl ganz den Oxydationsprozessen entstammen, die sich beim Eindringen der Luft in den Boden abspielen.

IV. Die Wasserverteilung.

In den vorstehenden Kapiteln wurde der Gesamtwasserbedarf für die Vornahme der Bewässerung in Rücksicht auf die verschiedenen mit dieser Melioration angestrebten Ziele erörtert. Hier erübrigt es jene Berechnungen nachzutragen, welche vorzunehmen sind, um nach Wahl des entsprechenden Bewässerungssystemes auf die Dimensionierung des Grabennetzes für eine zweckdienliche Verteilung des Wassers über die Kulturflächen übergehen zu können.

Das zuzuführende Gesamtwasserquantum setzt sich zusammen aus der Summe jener Wassermengen q, welche während der vorzunehmenden Anzahl von n Bewässerungen pro Jahr in den einzelnen Zeitelementen t zugeleitet werden.

In dieser Summe $Q = n \Sigma q \cdot t$ können naturgemäß die Faktoren n, q und t innerhalb weiter Grenzen variierend angenommen werden, und ist es die Aufgabe des die Bewässerungsanlage projektierenden Ingenieurs, die Wahl dieser 3 Faktoren in Rücksicht auf die örtlichen Verhältnisse so vorzunehmen, daß einerseits das verfügbare Wasserquantum möglichst rationell ausgenützt

werde, der Betrieb der Bewässerung sich einfach gestalte, die Zerstückelung der Grundstücke durch Gräben und Dämme möglichst wenige Wirtschaftserschwernisse bedinge, und endlich das Graben- und Dammsystem mit seinen Kunstbauten in Anlage und Erhaltung möglichst geringe Kosten verursache.

Relativ am einfachsten gestaltet sich die Entscheidung über die Anzahl der vorzunehmenden Bewässerungen. Hierüber wurde schon in den früheren Kapiteln, namentlich bei Besprechung des Wasserbedarfes für die Anfeuchtung und des Aufspeicherungsvermögens des Bodens das Wesentlichste erörtert. Weitaus schwieriger gestaltet sich die Verfügung über die abhängigen Veränderlichen q und t. Wählt man z. B. für einen Spezialfall, für den der Wert Q bezw. Q_n (d. i. die bei jeder einzelnen Wässerung zuzuleitende Wassermenge) schon festgelegt wurde, den Faktor $T = \Sigma t$ klein, so sind pro Zeiteinheit große Wassermengen zuzuführen, d. h. das ganze Grabensystem muß groß angelegt werden und wird dasselbe, nachdem die Wasserzufuhr bald beendet ist, dann eine längere Zeit hindurch in beträchtlicher Ausdehnung unbenutzt bleiben. Andererseits kann aber auch das Quantum q zufolge der Art der Wasserbeschaffung oder aus Gründen wasserrechtlicher Natur nur in den seltensten Fällen vollkommen frei gewählt werden, ebenso wie auch mit der Zeit T nicht unter ein bestimmtes Maß herabgegangen werden darf, wenn eine angemessene Durchfeuchtung des Bodens, eine vollständige Ablagerung der Sink- und Schwebestoffe des Wassers oder ein Schutz des Bodens vor Auskühlung während einer bestimmten Zeitperiode erzielt werden soll.

Eine weitgehende Herabsetzung des sekundlichen Zuflußquantums q bei gleichzeitiger Verlängerung der Zuflußzeit würde hingegen wohl eine wesentliche Verminderung der Grabendimensionen zulassen; dieselbe wird aber ihre untere Grenze bald darin finden, daß sich kleine Wassermengen nur schwer mit der erwünschten Gleichförmigkeit verteilen lassen. Mit dem Anwachsen der Zeit vergrößern sich andererseits auch die Wasserverluste, namentlich jene in den Zuleitungsgräben, also jene Wassermengen, welche dem eigentlichen Zweck der Bewässerung nicht dienstbar gemacht werden können.

Daß es andererseits bei der anfeuchtenden Bewässerung unerwünscht ist, die Zeit für die Vornahme jeder der einzelnen Wässerungen allzulange auszudehnen, weil während dieser Zeit leicht Schädigungen oder Verzögerungen der Pflanzenentwicklung sich ergeben können, wurde auch schon des näheren erörtert.

In bezug auf die allgemeine Lösung der Frage nach der rationellsten Vornahme der Verteilung des Wassers nach Zeit und Menge hat die Literatur bisher leider noch fast gar keine klaren Beiträge geliefert. Die mitgeteilten Erfahrungen beziehen sich meist auf ganz spezielle Verhältnisse, und wird daher besonders der Anfänger sich ihrer nur mit größter Unsicherheit bedienen können, um die an ihn herantretenden Probleme zu lösen.

In den nachstehenden Ausführungen soll demgegenüber der Versuch gemacht werden, von einzelnen wenigen allgemeingültigen Voraussetzungen ausgehend, das Problem der Wasserverteilung bei den verschiedenen

üblichen Systemen des Ausbaues der zu bewässernden Grundstücke allgemein zu erörtern.

Gleichzeitig wird der Nachweis gegeben werden, daß die in den Lehr- und Handbüchern angegebenen Zahlen für bestimmte Verhältnisse wohl das Richtige treffen, unter abweichenden äußeren Umständen hingegen zu groben Irrungen Anlaß geben können.

An die hier zu entwickelnden Formeln, die derzeit wohl auch nur als erste Annäherung aufgefaßt werden mögen, darf daher auch insofern kein Anspruch auf besondere Genauigkeit umsoweniger erhoben werden, als jede Bewässerungsanlage im Wechsel der äußeren Umstände selbst wieder ganz bedeutende Schwankungen in ihrem jahreszeitlichen Wasserbedarfe aufweist.

1. Überstauungsmethoden.

Es bezeichne:

T_1 die Zahl der zur Füllung des Revieres erforderlichen Tage,
T_2 die Zeit des Vollstehens des Revieres in Tagen,
F die überstaute Fläche in m^2,
h die mittlere Überstauungshöhe in m,
W die pro m^2 und Tag versickernde Wassermenge in m^3.

Zur Füllung des Revieres wird dann nicht nur ein seinem Fassungsraume $F.h$ m^3 entsprechendes Wasserquantum notwendig werden, sondern es sind auch noch die während der Zeit der Füllung selbst auftretenden Wasserverluste zu decken. Letztere bestehen in erster Linie in den Versickerungsverlusten und werden dieselben selbst wieder von der Art der Vornahme der Füllung des Beckens abhängig sein.

Der Maximalwert dieser Verluste dürfte wohl mit $Q_2 = {}^1/_2\, F.W.T_1$ m^3 veranschlagt werden.

Die Größe W wird zweckmäßig auf dem zu bewässernden Terrain selbst bestimmt. Zu diesem Behufe wird ein Blech oder Eisenrohr mit einem Durchmesser von mindestens 15—20 cm und 50—75 cm Länge etwa 40—50 cm tief in den Boden eingetrieben und die Zeit beobachtet, welche für die Versickerung einer in das Rohr gegossenen Wasserschichte von 10 cm Höhe erforderlich ist. Da die zur Aufnahme dieser Wassermenge erforderliche Zeitdauer wesentlich zunimmt, wenn die oberste Bodenschichte erst einmal vollständig durchtränkt ist, wird man den Versuch mehrmals wiederholen, aus den einzelnen Beobachtungen den Mittelwert nehmen und aus diesem die pro 1 m^2 und Tag versickernde Wassermenge berechnen. Dieser Versuch ist tunlichst an verschiedenen Stellen des zu bewässernden Areales vorzunehmen.

Unter Einrechnung dieses Verlustes ergibt sich die zur Füllung des Revieres erforderliche Wassermenge zu:

$$1)\qquad Q = Q_1 + Q_2 = {}^1/_2 \,.\, F.W.T_1 + F.h = F\left(\frac{WT_1}{2} + h\right) m^3.$$

Bis zum Momente der vollendeten Füllung ist dann ein sekundliches Zuflußquantum von

2) $$q = \frac{Q}{86400 \, . \, T_1} = \frac{F}{86400}\left(\frac{W}{2} + \frac{h}{T_1}\right) = 0{,}000\,011\,1\,F\left(\frac{W}{2} + \frac{h}{T_1}\right) \text{ m}^3\text{/Sek.}$$

erforderlich.

Zieht man für die nun folgende Zeit des Vollstehens des Beckens auch die durch Wasserverdunstung entstehenden Wasserverluste in Betracht, so wird zur Deckung der durch Verdunstung und Versickerung erwachsenden Verluste nachstehendes Wasserquantum notwendig:

3) $$Q_3 = F\,(W + E)\,T_2 \text{ m}^3,$$

hierbei ist für E die **tägliche** Verdunstungshöhe in Meter einzusetzen und wird sich diese Größe etwa zwischen den Grenzen 0,010—0,025 m/Tag bewegen.

Zur Deckung dieser Verluste wird ein sekundlicher Wasserzufluß von

4) $$q = \frac{F}{86400} \, . \, (W + E) = 0{,}000\,0111\,F \, . \, (W + E) \text{ m}_3\text{/Sek.}$$

notwendig werden.

Führt man in den Gleichungen 2) und 4) die Fläche F in Hektaren anstatt m² ein, so ergeben sich die praktikableren Ausdrücke:

Sekundlicher Wasserbedarf für die Füllung

5) $$q = 0{,}111\,F\left(\frac{W}{2} + \frac{h}{T_1}\right) \text{ m}^3\text{/Sek.,}$$

sekundlicher Wasserbedarf während des Vollstehens

6) $$q' = 0{,}111\,F\,(W + E) \text{ m}^3\text{/Sek.}$$

2. Stauberieselung.

Soll endlich nach bewerkstelligter Füllung des Beckens während der Zeit des Vollstehens ein permanenter Wasserzulauf und Wasserabfluß unterhalten werden und hierdurch der gesamte Revierinhalt n-mal erneuert werden (**Stauberieselung**), so erfordert diese Phase der Bewässerung ein Gesamtwasserquantum von

7) $$Q_4 = F\,(T_2\,[W + E] + n\,h) \text{ m}^3,$$

bezw. einen sekundlichen Wasserzufluß von:

8) $$q'' = 0{,}111\,F\left(W + E + \frac{n \, . \, h}{T_2}\right) \text{ m}^3\text{/Sek.}$$

Beispiel. Ein Staurevier von 10 ha Fläche und 0,25 m mittlerer Wassertiefe soll mit einem Zuflußquantum von 250 Sek.-Liter (entsprechend 25 l pro Hektar und Sekunde) gefüllt werden. Es ist der Eintritt einer Versickerung von $w = 0{,}10$ m³ pro Quadratmeter und Tag zu erwarten.

a) Wie lange dauert die Füllung des Revieres? Nach Gleichung 5) ist:

$$0{,}250 = 0{,}111 \, . \, 10\left(\frac{0{,}1}{2} + \frac{0{,}25}{T_1}\right)$$

$$T_1 = 1{,}4 \text{ Tage} = 1 \text{ Tag } 10 \text{ Stunden.}$$

Ohne Einrechnung der Wasserverluste während der Zeit der Füllung würde sich eine Füllzeit von nur 1 Tag ergeben.

b) Kann der Wasserstand des Revieres nach erfolgter Füllung unter Herabsetzung des Zulaufquantums von 0,250 m³ auf 0,150 m³ konstant erhalten

werden? (Für die Verdunstung ist der Betrag von 0,01 m/Tag anzunehmen.)
Nach Gleichung 6) ist:

$$0{,}150 \geqq 0{,}111 \, . \, 10\,(0{,}10 + 0{,}01)$$
$$0{,}150 > 0{,}122 \, .$$

Es würde somit bereits ein Zufluß von 122 Sek.-Liter genügen, das Revier gefüllt zu erhalten.

c) Wie groß müßte der Zufluß zu obigem Reviere bemessen werden, wenn der Wasserinhalt während der 6 auf die Füllung folgenden Tage nicht nur konstant erhalten, sondern noch zweimal vollständig erneuert werden soll? Nach Gleichung 8) ist:

$$q = 0{,}111 \, . \, 10\left(0{,}10 + 0{,}01 + 2 \cdot \frac{0{,}25}{6}\right)$$
$$q = 0{,}214 \ \mathrm{m^3/Sek.}$$

Der anfängliche Zufluß könnte somit zur Erreichung dieses Zieles von 250 auf 214 Sek.-Liter herabgesetzt werden.

Die hier entwickelten Gleichungen lassen die Wechselbeziehungen zwischen Zulauf, Aufspeicherung und Verlusten in klarer Weise überblicken. So zeigt sich z. B., daß das seinerzeit von Baurat Heß-Hannover für die Stauberieselung in Anrechnung gebrachte Zuflußquantum von 10—20 Sek.-Litern eben noch knapp ausreichen würde, um ein Staurevier von den Ausmaßen und der Bodenbeschaffenheit des im vorhergehenden Beispiele behandelten nach der Methode der Stauberieselung zu bewässern.

3. Berieselungsmethoden.

Analog wie bei der Überstauung sind auch bei der Berieselung zwei Stadien im Verlaufe der Bewässerung zu unterscheiden, und zwar wird sich die erste Phase über jenen Zeitraum erstrecken, der vergeht, bis das zufließende Wasser das untere Ende des Hanges erreicht hat; die zweite Phase umfaßt dann die permanente Wasserbewegung bei andauerndem Zulauf und Abfluß. Zur Berechnung des erforderlichen Wasserquantums und der Zeitdauer der ersten Phase führen nachstehende Erwägungen:

t Sekunden nach Beginn des Überschlagens des Wassers aus der Rieselrinne (oder Firstrinne bei Rückenbauten) möge das Wasser das untere Ende des Hanges (oder Rückens) erreicht haben. Von dem zugeflossenen Wasserquantum wird sich ein Teil $B \, . \, L \, . \, h$ mit einer mittleren Tiefe h in den verschiedenen Unebenheiten der Hangfläche angesammelt haben. Wird die Hanglänge L und die Hangbreite B in Meter, die Höhe h in Millimeter eingeführt, so stellt das Produkt $B \, . \, L \, . \, h$ direkt eine Anzahl Liter dar. Außerdem wird bereits Wasser in den Hang versickert sein, und zwar am oberen der Rieselrinne anliegenden Teile, der schon t Sekunden hindurch Wasser empfängt, pro Quadratmeter die Wassermenge $w \, . \, t$, während am unteren, eben erst vom Wasser erreichten Teile noch keine Versickerung stattfand. In der ganzen Hangfläche wird also das Wasserquantum $\frac{B \, . \, L \, . \, w \, . \, t}{2}$ eingedrungen sein. Auch diese Wassermenge erscheint in Liter, wenn L und B in Meter

und w (d. i. die pro Sekunde versitzende Wassermenge) in Millimeter eingeführt werden. Der numerische Wert von w wäre für einen Spezialfall auf ähnlichem Wege zu erheben, wie dies bei der Überstauung angegeben wurde. Jedoch müßte hier die Vorsicht platzgreifen, das Beobachtungsgefäß immer nur mit einer geringen Wassermenge zu beschicken, um nicht einen zu Fehlern führenden Überdruck zu erzeugen.

Für die in Rede stehende Phase der Bewässerung gilt dann die Beziehung:

$$9)\qquad q \,.\, t = B \,.\, L \,.\, h + B \,.\, L \cdot \frac{w \,.\, t}{2}.$$

$$10)\qquad t = \frac{2 \,.\, L \,.\, B \,.\, h}{2q - L \,.\, B \,.\, w}.$$

Der Wert h, d. i. die mittlere Höhe der Wasseraufstauung über die Hangoberfläche, wird selbst wieder abhängig sein vom Hanggefälle, sowie der mehr oder weniger regelmäßigen Ausbildung der Oberfläche. Für die bei Kunstbauten üblichen Minimalgefälle von 25 ‰ und größere Gefällswerte und bei sorgfältiger Einebnung der Flächen dürfte nach diesbezüglich angestellten Beobachtungen h mit etwa 10 mm in Ansatz zu bringen sein. Für kleinere Gefälle und weniger exakte Aptierung der Hänge wird sich h etwa auf 25 mm erheben. Für Ackerbewässerungen, die naturgemäß auf noch weitaus unregelmäßigeren Flächen vorzunehmen sind, wird sogar mit einem h bis 50 mm zu rechnen sein.

Für die mit Eintritt der permanenten Bewegung beginnende zweite Phase der Wässerung gilt hingegen die Gleichung:

$$11)\qquad q = L \,.\, B \,.\, w + \frac{1}{n} \cdot q,$$

nachdem hier nicht nur eine stetige Wasserversickerung über der ganzen Hangfläche stattfinden wird, sondern auch noch ein bestimmter Prozentsatz der zugeleiteten Wassermenge am unteren Ende der Tafel ankommen und in den Entwässerungsgraben oder eine tiefer gelegene Rieselrinne eintreten soll.

Für die anfeuchtende Bewässerung wird es sicherlich genügen, die letztgenannte Wassermenge mit ca. 10 % des Zulaufes ($n = 10$) in Rechnung zu stellen. Bei $n = 4$ ist dann eine schon recht lebhafte, bei $n = 2$ sogar eine starke Rieselung zu gewärtigen.

4. Rechnungsbeispiele.

Die praktische Bedeutung dieser Formeln möge zuerst durch einige Beispiele veranschaulicht werden:

1. Wie groß darf die Tafelbreite für einen Hangbau bemessen werden, wenn nur Anfeuchtung angestrebt wird und die Rieselrinnen bei einer mittleren Länge von 25 m mit einem Quantum von 1 Sek.-Liter gespeist werden sollen? Die Durchlässigkeit des Bodens gestatte die Versickerung von 0,005 mm Wasser pro Sekunde (d. i. rund 43 cm pro Tag). Nach Gleichung 11) wird:

$$1 = 25 \,.\, B \,.\, 0{,}005 + 0{,}1,$$

somit die mögliche Hangbreite:

$$B = 7{,}2 \text{ m}$$

(für die praktische Ausführung würde man natürlich eine Abrundung der errechneten Werte auf ein Vielfaches der Schwadenbreite [2 m] oder doch wenigstens auf eine runde Zahl von Metern vornehmen).

2. Nach welcher Zeit erreicht das Wasser das untere Ende des Hanges (die Hangoberfläche sei gut ausgebaut):

$$t = \frac{2 . 25 . 7{,}2 . 10}{2 - 25 . 7{,}2 . 0{,}005} = 3272'' = 55'.$$

Der Eintritt der permanenten Bewegung ist somit nach Ablauf von rund 1 Stunde zu gewärtigen.

3. Wie lange muß diesem Hange Wasser zugeführt werden, damit derselbe einen Wasservorrat für 10 Tage bei einem Maximalverbrauch von 5 mm pro Tag aufspeichern kann? Dem Boden ist eine Wassermenge von 50 l pro Quadratmeter Bodenoberfläche einzuverleiben. Hierfür würde sich z. B. nach Tabelle II auf S. 401 eine günstigste Durchfeuchtung auf 25 cm Tiefe ergeben. Diese Durchfeuchtung wird bei einem Aufnahmsvermögen von 0,005 mm pro Sekunde in 10000 Sekunden, d. i. 166 Minuten oder 2 Stunden 46 Minuten, erreicht. Da das Wasser das untere Hangende erst 1 Stunde nach Beginn der Wasseraufleitung erreicht, wäre, wenn auch diese Partien noch entsprechend durchfeuchtet werden sollen, ein Zeitraum von $2^3/_4 + 1 = 3^3/_4$ Stunden oder rund 4 Stunden erforderlich.

4. Derselbe Hang soll im Frühjahre und Herbste einer düngenden Bewässerung unterworfen werden. Wie groß ist der sekundliche Wasserzufluß zu bemessen, damit eine starke Rieselung (nach dem oben gesagten ein Abfluß von mindestens 50 % des Zulaufes) stattfindet? Nach Gleichung 11) wird:

$$q = 25 . 7{,}2 . 0{,}005 + 0{,}5\, q$$
$$q = 1{,}8 \text{ Sek.-Liter.}$$

Nachdem auf das Hektar rund 56 Tafeln von 25 m Länge und 7,2 m Breite entfallen, würde pro Hektar ein Zufluß von 110 Sek.-Litern erforderlich werden. Dieser immerhin hohe Wasseraufwand für eine starke Rieselung würde naturgemäß gegen Ende der Wässerung eine wesentliche Verringerung erfahren dürfen, da wohl nur Böden mit einem äußerst durchlässigen Untergrunde und sehr tief gelegenem Grundwasserstande sich längere Zeit hindurch ein Aufnahmsvermögen von 0,005 mm pro Sekunde bewahren dürften. Eine Auswertung der Verringerung des Wasserbedarfes im Verlaufe der Wässerung ist zufolge der noch ausstehenden näheren Erforschung der Variation des Wertes w derzeit undurchführbar.

5. Würde der in Rede stehende Hang ein Wasseraufnahmevermögen von nur 0,001 mm pro Sekunde aufweisen, so würde bei einem Zulaufe von 1 sl. die vollständige Benetzung der Hangoberfläche schon nach rund 30 Minuten zu erwarten, hingegen zur Durchfeuchtung des Bodens selbst (mit 50 mm Wasser) ein Zeitraum von 14 Stunden notwendig sein. Die Bewässerung müßte deshalb über $14^1/_2$—15 Stunden erstreckt werden. Für diesen Hang würde aber nach Gleichung 11):

$$1 = 25 . 7{,}2 . 0{,}001 + \frac{1}{n} . 1$$
$$\text{oder } n = 1{,}22$$

werden, sonach die Zufuhr von 1 sl. schon einer starken Rieselung gleichkommen.

6. Hingegen würde das Wasser auf einem gleich dimensierenden Hange mit einem Aufnahmevermögen von 0,01 mm pro Sekunde bei einem Zulauf von 1 sl. erst nach Verlauf von 5 Stunden bis zum unteren Hangende vordringen, wohingegen für die Einsickerung von 50 mm Wasser nur rund $1^1/_2$ Stunden notwendig wären. Bei einer derartigen Handhabung der Wasserverteilung würde sich ein überaus unrationeller Wasserverbrauch ergeben, nachdem für die Anfeuchtung der Tafel, welche theoretisch mit 25 . 7,2 . 0,05 m³, d. i. 9,0 m³ vorgenommen werden sollte, ein tatsächlicher Wasserverbrauch von 23,4 m³ eintreten würde. Außerdem würde die Wasseraufspeicherung im Boden eine sehr ungünstige sein, nachdem in den oberen Hangteilen eine ca. 4 mal größere Wassermenge versickern würde als in den unteren.

Würde man hingegen dem Hange die aus der Gleichung 11) für die Anfeuchtung herzuleitende Wassermenge

$$q = 25 \,.\, 7{,}2 \,.\, 0{,}01 + 0 \,.\, 1\, q = 2 \text{ sl.}$$

zumessen, so würde der stationäre Zustand bereits nach

$$t = \frac{2 \,.\, 25 \,.\, 7{,}2 \,.\, 10}{2 - 25 \,.\, 7{,}2 \,.\, 0{,}01} = 1630 \text{ Sekunden} = 27 \text{ Minuten}$$

erreicht werden und die ganze Wässerung in nicht ganz 2 Stunden mit einem Wasserverbrauche von nur 13,15 m³ durchführbar sein. Auch die Verteilung des Wassers im Boden würde bei dieser Verkürzung der 1. Phase eine weitaus gleichförmigere werden.

Die vorgeführten Beispiele zeigen wohl unverkennbar die Art der Verwendung der hier entwickelten Formeln. Dieselben gewähren einen vielfach überraschenden Einblick in die Wechselbeziehungen einer Reihe von äußerst wichtiger Faktoren.

5. Tabellen über Wasserbedarf und Wässerzeit.

Zur Vermittelung eines besseren Überblickes folgen im nachstehenden einige Tabellen, in denen die Auswertung der vorgelegten Formeln innerhalb des praktisch vorkommenden Bereiches vorgenommen erscheint.

Tabelle I gibt auf Grundlage der Gleichung 11) den sekundlichen Wasserbedarf für die Vornahme einer Anfeuchtung sowie von Rieselungen verschiedener Stärke auf Böden von verschiedenem Durchlässigkeitsgrade. Die Intensität der Rieselung erscheint hier in Rücksicht auf das prozentuelle Verhältnis zwischen Zufluß und Abfluß abgeschätzt; es könnte aber eben so gut auch die absolute Wasserzufuhr als Maßstab der Intensität angesehen werden.

Die Tabelle läßt übrigens auch in klarer Weise erkennen, wie eine eventuelle Änderung des Wasseraufnahmsvermögens des Bodens während der Vornahme der Berieselung den Intensitätsgrad derselben prozentuell wie absolut beeinflußt. So würde z. B. ein Boden mit einem anfänglichen Aufnahmsvermögen von 0,007 mm/Sek., der zur Anfeuchtung einen Zulauf von

80 sl. benötigt, wenn dessen Aufnahmsvermögen im Fortgange der Durchtränkung auf 0,002 mm/Sek. herabsinken würde, unter Konstanthaltung des anfänglichen Zuflusses bald eine Wassermenge von 60 sl. zum oberflächlichen Ablaufe gelangen lassen. Dieser Abfluß ist fast eben so groß als jener, der sich einstellen würde, wenn derselben Fläche unter Erhaltung des ursprünglichen Aufnahmsvermögens ein Wasserquantum von 140 sl. zugeleitet würde.

Tabelle I. Sekundlicher Wasserbedarf zur Anfeuchtung bezw. Berieselung von Böden verschiedener Durchlässigkeitsgrade.

Aufnahmevermögen des Bodens in mm/Sek.	0,001	0,002	0,003	0,004	0,005	0,006	0,007	0,008	0,009	0,010
	Wasserbedarf in Liter pro Hektar und Sekunde:									
Anfeuchtung . . .	12	22	35	45	55	65	80	90	100	110
Schwache Rieselung	15	30	40	55	65	80	95	105	120	135
Starke Rieselung .	20	40	60	80	100	120	140	160	180	200
Sehr starke Rieselung	40	80	120	160	200	240	280	320	360	400

In den Tabellen II, III und IV (Seite 400—405) sind endlich die Zeiten zusammengestellt, welche verstreichen, bevor eine bestimmte Wassermenge das untere Ende von Hängen von gegebener Durchlässigkeit und mehr minder regelmäßigem Ausbau der Hangfläche erreicht. Diese Tabellen, welche sich in erster Linie auf die Orientierung über die erste Phase der Berieselung beziehen, lassen leicht entnehmen, welche Wassermengen bei Anfeuchtungen und schwachen Rieselungen auf die einzelnen Rieselrinnen zu konzentrieren sind, um diese erste Phase zeitlich möglichst abzukürzen und hierdurch eine tunlichst gleichförmige Wasserverteilung und rationelle Wasserausnützung zu erzielen.

Zu diesen Tabellen muß noch bemerkt werden, daß es praktisch schon auf Schwierigkeiten stößt, eine Wassermenge von weniger als ca. 0,4 sl. auf 10 m Überschlagskante (entsprechend 1 sl. auf 25 m) zum gleichmäßigen Austritt zu bringen. Die Auswertungen für Zuflüsse von weniger als 0,4 sl. dürften sich sonach auch kaum zur praktischen Verwertung eignen und sind lediglich des Vergleiches wegen in den Tabellen aufgenommen.

Staugrabenrieselung.

Ebenso wird man nur in ganz besonderen, hierzu ausgebauten Anlagen (Staugrabenrieselung) über eine Speisung der Rieselrinnen mit mehr als 5 sl. pro 10 m Länge hinausgehen, da sonst — abgesehen von den übergroßen Dimensionen der Rinnen — schon schädliche, mechanische Angriffe des Wassers auf den Boden zu befürchten wären. Die in den Tabellen aufgenommenen Zuflüsse bis zu 20 l beziehen sich in erster Linie auf die Verwendung bei der Berechnung der Speisung von Staurevieren.

Tabellen der erforderlichen Zeiten für die Ausbreitung von Wasser und Durchlässig-

Tabelle II.

Wasserzufluß pro 10 m Überschlagskante	Hangbreite 4 m.										Hang-			
	Wasserzufluß pro Hektar	Durchlässigkeit des Bodens:									Wasserzufluß pro Hektar	Durchlässigkeit		
		gering ($v = 0{,}001$)			mittel ($v = 0{,}005$)			groß ($v = 0{,}01$)				gering		
		Oberflächenbeschaffenheit des Hanges:[1])										Oberflächen-		
sl.	sl.	I	II	III	I	II	III	I	II	III	sl.	I	II	III
		Erforderliche Zeit für die Ausbreitung												
		'	h '	h '	h '	h '	h '	'	h '	h '		h '	h '	h '
0,2	50	40	1 30	3 05	1 05	1 05	5 30	—	—	—	25	1 25	3 30	7 00
0,4	100	20	45	1 30	25	55	1 50	35	1 25	2 50	50	35	1 30	3 00
0,6	150	15	30	1 00	15	35	1 05	17	40	1 25	75	25	1 00	2 00
0,8	200	10	20	40	10	25	50	11	30	55	100	20	45	1 30
1,0	250	7	20	35	8	20	35	8	20	40	125	15	35	1 10
1,5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	187	10	25	45
2,0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	250	7	20	35
2,5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3,0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

[1]) Oberflächenbeschaffenheit des Hanges: I. sorgfältig eingeebnete Hänge mit Gefälle; mittlere eingeebnete Hänge mit geringem Gefälle; mittlere Höhe des angesammelten Wassers im Maximum gesammelten Wassers bis zu 50 mm.

über Hänge von verschiedener Breite, Oberflächenbeschaffenheit keit des Bodens.

Schmale Hänge.

breite 8 m.						Wasserzufluß pro Hektar sl.	Hangbreite 12 m.								
des Bodens:							Durchlässigkeit des Bodens:								
mittel			groß				gering			mittel			groß		
beschaffenheit des Hanges:							Oberflächenbeschaffenheit des Hanges:								
I	II	III	I	II	III		I	II	III	I	II	III	I	II	III
h '	*h* '	*h* '	*h* '	*h* '	*h* '		*h* '	*h* '	*h* '	*h* '	*h* '	*h* '	*h* '	*h* '	*h* '
—	—	—	—	—	—	16	2 25	6 00	12 00	—	—	—	—	—	—
1 05	2 50	5 35	—	—	—	35	1 00	2 30	5 00	3 20	8 20	16 40	—	—	—
35	1 25	2 50	1 05	2 50	5 35	50	35	1 35	3 10	1 10	3 10	6 20	—	—	—
25	55	1 50	35	1 50	2 50	65	25	1 10	2 20	40	1 40	3 20	1 40	4 10	8 20
20	45	1 25	25	55	1 50	85	20	50	1 45	30	1 10	2 10	50	2 05	4 10
10	25	50	15	30	1 00	125	15	35	1 10	15	45	1 30	30	1 15	2 30
8	20	35	10	25	45	165	10	25	50	12	30	1 00	15	35	1 10
—	—	—	—	—	—	210	9	22	45	10	25	50	11	25	50
—	—	—	—	—	—	250	7	20	40	8	20	40	9	20	40

des Wassers über die ganze Hangfläche:

Höhe des auf dem Hange angesammelten Wassers im Maximum 10 mm. II. weniger sorgfältig 25 mm. III. Hänge mit größeren Unebenheiten und sehr geringem Gefälle; mittlere Höhe des an-

Tabelle III. Hänge

Wasserzufluß pro 10 m Überschlagskante	Hangbreite 16 m.										Hang-			
	Wasserzufluß pro Hektar	Durchlässigkeit des Bodens:									Wasserzufluß pro Hektar	Durchlässigkeit		
		gering ($v = 0{,}001$)			mittel ($v = 0{,}005$)			groß ($v = 0{,}01$)				gering		
		Oberflächenbeschaffenheit des Hanges:[1])										Oberflächen-		
sl.	sl.	I	II	III	I	II	III	I	II	III	sl.	I	II	III
		Erforderliche Zeit für die Ausbreitung												
		h '	h '	h '	h '	h '	h '	h '	h '	h '		h '	h '	h '
0,2	12,5	3 50	9 35	19 10	—	—	—	—	—	—	10	5 30	13 45	27 30
0,4	25,0	1 25	3 30	6 55	—	—	—	—	—	—	20	1 50	4 35	9 10
0,6	37,5	50	2 10	4 15	2 10	5 30	11 00	—	—	—	30	1 05	2 40	5 25
0,8	50,0	35	1 35	3 05	1 10	2 50	5 35	—	—	—	40	50	2 05	4 10
1,0	62,5	30	1 15	2 25	45	1 50	3 40	2 10	7 05	14 10	50	35	1 35	3 05
1,5	94,0	20	50	1 35	25	1 05	2 10	40	1 35	3 10	75	25	1 00	1 55
2,0	125,0	15	35	1 10	20	45	1 25	25	1 05	2 05	100	20	45	1 25
2,5	156,0	12	28	55	13	35	1 05	15	45	1 30	125	15	35	1 10
3,0	187,5	10	22	45	10	25	50	12	30	1 00	150	12	30	1 00
4,0	250,0	8	18	35	7	20	40	9	20	40	200	8	20	40
5,0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	250	7	10	20

[1]) Bezüglich der Kategorien I—III der Oberflächenbeschaffenheit der Hänge vergl. Tabelle II.

mittlerer Breite.

breite 20 m.						Wasserzufluß pro Hektar	Hangbreite 24 m.								
des Bodens:							Durchlässigkeit des Bodens:								
mittel			groß				gering			mittel			groß		
beschaffenheit des Hanges:							Oberflächenbeschaffenheit des Hanges:								
I	II	III	I	II	III	sl.	I	II	III	I	II	III	I	II	III
des Wassers über die ganze Hangfläche:															
h '	h '	h '	h '	h '	h '		h '	h '	h '	h '	h '	h '	h '	h '	h '
—	—	—	—	—	—	8,5	8 20	25 00	50 00	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	17,0	2 25	6 00	11 55	—	—	—	—	—	—
5 30	13 45	27 30	—	—	—	25,5	1 25	3 30	6 55	—	—	—	—	—	—
1 50	4 30	9 10	—	—	—	34,0	1 00	2 30	4 55	3 20	8 20	16 40	—	—	—
1 05	2 40	5 25	—	—	—	42,5	45	1 55	3 50	1 40	4 10	8 20	—	—	—
35	1 30	2 55	1 05	2 45	5 35	65,0	30	1 15	2 35	45	1 50	3 40	1 40	4 10	8 20
22	1 00	2 00	35	1 25	2 45	85,0	20	1 05	2 05	30	1 15	2 30	50	2 05	4 10
17	45	1 25	25	55	1 50	105,0	17	45	1 30	20	55	1 50	30	1 15	2 30
13	35	1 05	15	45	1 25	128,0	15	35	1 20	17	45	1 25	22	55	1 50
10	25	50	10	30	55	168,0	10	25	50	12	30	1 00	15	35	1 10
7	15	30	8	15	25	210,0	8,5	20	40	10	25	45	10	25	50

Tabelle IV.

Wasserzufluß pro 10 m Überschlagskante	Hangbreite 50 m.										Hang-			
	Wasserzufluß pro Hektar	Durchlässigkeit des Bodens:									Wasserzufluß pro Hektar	Durchlässigkeit		
		gering ($v = 0{,}001$)			mittel ($v = 0{,}005$)			groß ($v = 0{,}01$)				gering		
		Oberflächenbeschaffenheit des Hanges:[1]										Oberflächen-		
		I	II	III	I	II	III	I	II	III		I	II	III
sl.	sl.	h '	h '	h '	h '	h '	h '	h '	h '	h '	sl.	h '	h '	h '
									Erforderliche Zeit für die Ausbreitung					
0,2	4	—	—	—	—	—	—	—	—	—	3,0	—	—	—
0,4	8	9 15	23 10	46 20	—	—	—	—	—	—	6,0	41 40	104 10	208 20
0,6	12	4 00	9 55	19 50	—	—	—	—	—	—	9,0	8 20	20 50	41 40
0,8	16	2 30	6 20	12 40	—	—	—	—	—	—	12,0	4 40	11 20	22 40
1,0	20	1 50	4 40	9 20	—	—	—	—	—	—	15,0	3 10	8 00	16 00
1,5	30	1 05	2 50	5 40	5 40	13 50	27 45	—	—	—	22,5	1 50	4 30	9 00
2,0	40	45	1 50	3 40	1 50	4 20	9 20	—	—	—	30,0	1 15	3 45	7 30
2,5	50	40	1 35	3 10	1 05	2 45	5 30	—	—	—	38,0	1 00	2 25	4 50
3,0	60	30	1 15	2 30	50	2 05	4 05	2 45	15 15	30 30	45,0	50	2 00	4 00
4,0	80	25	50	1 40	30	1 15	2 30	55	2 15	4 30	60,0	35	1 25	2 50
5,0	100	20	45	1 30	25	50	1 40	35	1 25	2 50	75,0	30	1 10	2 10
6,0	120	15	40	1 20	18	45	1 30	25	1 00	2 00	90,0	22	1 00	2 00
8,0	160	10	30	1 00	13	30	1 00	15	40	1 20	120,0	16	40	1 20
10,0	200	9	25	50	10	25	50	11	30	1 00	150,0	13	35	1 10
15,0	300	7	20	40	6	15	30	8	20	40	225,0	9	25	50
20,0	400	5	10	20	5	13	25	5	15	20	300,0	6	20	40

[1]) Bezüglich der Kategorien I—III der Oberflächenbeschaffenheit der Hänge vergl. Tabelle II.

Breite Hänge.

breite 75 m.						Wasserzufluß pro Hektar sl.	Hangbreite 100 m.								
des Bodens:							Durchlässigkeit des Bodens:								
mittel			groß				gering			mittel			groß		
beschaffenheit des Hanges:							Oberflächenbeschaffenheit des Hanges:								
I	II	III	I	II	III		I	II	III	I	II	III	I	II	III
des Wassers über die ganze Hangfläche:															
h '	h '	h '	h '	h '	h '		h '	h '	h '	h '	h '	h '	h '	h '	h '
—	—	—	—	—	—	2	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	4	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	6	27 45	69 30	168 50	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	8	9 15	21 20	42 35	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	10	5 35	13 50	27 45	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	15	2 45	6 55	13 50	—	—	—	—	—	—
20 50	52 50	104 10	—	—	—	20	1 50	4 40	9 15	—	—	—	—	—	—
6 55	17 20	34 40	—	—	—	25	1 25	3 40	6 55	—	—	—	—	—	—
1 55	4 45	9 30	—	—	—	30	1 05	2 45	5 30	5 35	13 50	27 40	—	—	—
1 00	2 30	5 00	8 20	20 50	41 40	40	50	2 00	4 00	1 50	4 40	9 20	—	—	—
40	1 40	3 20	1 40	4 10	8 20	50	40	1 35	3 05	1 05	2 50	5 40	—	—	—
30	1 15	2 30	1 05	2 40	5 15	60	30	1 15	2 30	50	2 00	4 00	2 25	6 00	12 00
20	50	1 45	30	1 15	2 30	80	25	1 00	2 00	30	1 15	2 30	55	2 20	4 40
15	40	1 20	20	50	1 40	100	20	45	1 30	25	55	1 50	35	1 25	2 50
10	25	50	11	30	55	150	12	30	1 00	15	35	1 10	15	40	1 20
7	20	35	8	20	40	200	9	22	45	10	25	50	10	30	55

Es ist auffallend, daß in den oben entwickelten Formeln das Hanggefälle nicht vorkommt, ein Faktor, dem in der Praxis allgemein und mit Recht eine wesentliche Bedeutung für die gute Funktion einer Rieselanlage beigemessen wird. Tatsächlich dürfte das Gefälle der Hänge auch weniger bei der Wasserverteilung — wenigstens nach Erreichung des permanenten Zustandes der Wasserbewegung — als vielmehr erst bei der nachfolgenden Entwässerung der Tafel ins Gewicht fallen. Bedenkt man, daß die zufließenden Wassermengen in Rücksicht auf die Dimensionen der Flächen doch meist immer noch minimale sind, daß das Wasser sich über die Unebenheiten des Bodens und zwischen den Pflanzen hindurch einen vielfach verlegten Weg suchen muß, so wird man sich auch bestimmt finden, dem Hanggefälle als treibendem Moment für die Wasserbewegung einen wesentlich geringeren Einfluß zuzuerkennen, als ein gleicher Gefällswert für ein regelmäßig ausgebildetes Gerinne aufweisen würde. Nach den Formeln müßte sich das Wasser sogar auf vollkommen horizontalen Flächen annähernd gleichförmig verteilen lassen. Die Richtigkeit dieser Folgerung ergibt sich ungezwungen aus der Erwägung, daß die Weiterbewegung auf derartigen Flächen eben dadurch bewirkt wird, daß das Wasser, falls es in solcher Menge zuströmt, daß es nicht schon an der Zuleitungsstelle vollständig versetzen kann, sich, wenn kein Abfluß eintreten würde, am Orte anstauen müßte und sich somit selbst ein Abflußgefälle schaffen würde. Liegt der Zuleiter auch nur ganz wenig höher als das Terrain, eben nur um so viel, daß das sekundlich zuströmende Wasser unbeeinflußt durch einen Rückstau austreten kann, so wird es sich auch rasch über das anliegende Gelände verteilen, wenn nur die Zuflußmenge in das richtige Verhältnis zur Versickerungsgeschwindigkeit und zu den Tafeldimensionen gebracht wurde. Nur der Eintritt des Zeitpunktes, von dem an das Wasser über den ganzen Hang verteilt und das auf der Hangfläche selbst magazinierte Wasserquantum konstant geworden ist, wird in direkter Abhängigkeit vom Hanggefälle stehen, da ein größeres Hanggefälle auch bei unregelmäßiger Ausbildung der Fläche die Ansammlung größerer Wassermengen unmöglich machen und somit auch den Eintritt des stationären Zustandes beschleunigen wird. Da die Dauer dieser Phase bei richtiger Dotierung des Zuflusses zeitlich gegen jene der permanenten Bewegung nicht nur bei der düngenden Bewässerung, sondern auch bei der Anfeuchtung meist stark zurücktreten wird, kann aus der Nichtberücksichtigung des Gefälles eine Ungültigkeit der aufgestellten Formeln nicht gefolgert werden.

Erfahrungen, namentlich an den italienischen Sommerwiesen nach der Lodischen Bauart und insbesondere an südfranzösischen Wiesenanlagen, welche zumeist durch überaus kleine Flächengefälle und große Tafelbreiten charakterisiert sind, stehen mit den gegebenen Deduktionen im vollsten Einklange. Flächen von 100 m Länge in der Richtung des oft kaum mehr als 5 cm betragenden Gesamtgefälles lassen sich, falls dieselben nur wohl eingeebnet sind, noch von einem einzigen Graben aus anfeuchten, wenn der Boden nicht allzu durchlässig und ein entsprechend hohes sekundliches Zuflußquantum verfügbar ist. In Südfrankreich und Italien von verschiedenen Beobachtern wiederholt angestellte Erhebungen ergaben, daß das Wasser auf

solchen fast horizontalen Flächen ca. 2—3 Stunden braucht, um einen Weg von 100 m zurückzulegen (Geschwindigkeit ca. 1—1,5 cm pro Sekunde). Da derartige Wässerungen meist 6 Stunden hindurch fortgesetzt werden, und zwar mit einem Zuflußquantum von 30—35 sl. pro Hektar (entsprechend einer Gesamtwassermenge von 650—700 m^3), bietet sich immer noch genügend Zeit für eine hinlängliche Durchfeuchtung der untersten Wiesenabschnitte, um so mehr, als Entwässerungsgräben entweder gar nicht bestehen oder selbe vom unteren Tafelende durch niedere Dämmchen abgeschlossen sind, die nur fallweise durchstochen werden. Eine unerläßliche Vorbedingung für einen derartigen Anfeuchtungsbetrieb bildet aber immer die exakte Ausbildung einer vollkommen ebenen Tafelfläche.

Für die Vornahme düngender Bewässerung mit reichlichen Wassermengen, insbesondere auf wenig durchlässigem Boden ist eine derartige Bauweise naturgemäß vollkommen unzulässig. Hier ist ein entsprechendes Hanggefälle unbedingt erforderlich, um die rasche und gründliche Entwässerung, auf die, wie wiederholt bemerkt, bei schwereren Böden ein ganz besonderes Augenmerk zu richten ist, vornehmen zu können.

V. Wasserbedarf. Angaben verschiedener Autoren.

Der Vollständigkeit halber mögen zum Schlusse noch jene Zahlen angeführt werden, welche von verschiedenen Autoren als Wasserbedarf für die Vornahme der Bewässerung nach den verschiedenen Methoden des Ausbaues der Anlage mitgeteilt werden. Wie bereits eingangs dieses Kapitels bemerkt wurde, entsprechen diese Angaben meist ganz lokalen, leider aber selten mit der wünschenswerten Schärfe umrissenen Anforderungen. Demgemäß darf es nicht überraschen, wenn diese Werte oft recht weit auseinandergehen.

1. Stauberieselung.

Der verstorbene Baurat Heß in Hannover, welcher als erster Hauptvertreter dieser Bewässerungsmethode anzusehen ist und nach diesem Systeme große Anlagen projektiert und ausgeführt hat, gab pro Hektar vollbewässertes Terrain (also ohne Rotation etc.) für Nieder- und Hochwasserstand $Q = 10—20$ sl., im Mittel (bei Normalwasserstand) $\mathbf{Q = 15}$ **sl.** als notwendiges Zuflußquantum an. Dieses Quantum kann in dem Falle, daß sehr dungreiches Wasser zur Verfügung steht, kleiner, bei dungarmem Wasser jedoch auch ein größeres als obige 20 sl. werden.

2. Drainierte Rieselwiesen.

Nach Petersen werden für sandigen Lehmboden $Q = 8{,}5$ sl., für humosen feinen Sandboden $Q = 14{,}5$ sl., im Mittel **12 Liter** pro Hektar und Sekunde gerechnet.

3. Rieselwiesen.

Diese Anlagen beanspruchen schon bedeutend mehr Wasser. Prof. Dünkelberg[1]) gibt bei Voraussetzung eines für düngende Bewässerung

[1]) Prof. Dr. Dünkelberg, Der Wiesenbau. Braunschweig 1894. Verlag von Vieweg und Sohn.

überhaupt entsprechenden Wassers für Mittel- und Süddeutschland verschiedene Erfordernisse (je nach dem gewünschten Bewässerungserfolg gerechnet) pro Hektar und Tag an, wobei die tägliche Wassermenge pro Hektar von 4500 m^3 bis 1500 m^3 entsprechend einer täglichen Stauhöhe von 0,45 bis 0,15 m, bezw. einem permanenten Zufluß von 53 bis 17 sl. schwankt.

Für Kunstbauten (Hang- und Rückenbau), bei welchen infolge des kurzen Rieselweges überhaupt der größte Wasserverbrauch stattfindet, rechnet Vincent für Norddeutschland nachstehende Quantitäten, wobei er den ausschließlichen (?) Ersatz der Pflanzennährstoffe durch das Wasser gewärtigt.

Rückenbreite m	Hangbreite m	Q sl.	Stauhöhe m
8	4	120	1,04
12	6	90	0,78
16	8	60	0,52

Heß rechnete bei düngender Berieselung 30—80 sl. Zufluß pro Hektar.

Wurffbain nahm für die Bewässerung der Boker Heide 11 Liter Wasser pro Hektar bei 4 facher Rotation an.

Debauve rechnet für die Vogesen-Wiesen 20—50 sl. und für die Normandie im Mittel 16 sl., Barral für das Moseldepartement im Mittel 65 sl., endlich Kellhoff für die Campine (Belgien) im Mittel 30 sl.

VI. Wasserverluste durch Versickerung und Verdunstung.

Diese Wasserverluste werden bei Aufstellung des Projektes in doppelter Beziehung zu berücksichtigen sein. Einmal wird es sich darum handeln, jene Wasserverluste in Rechnung zu stellen, welche infolge Versickerung und Verdunstung in den mehr oder weniger langen Hauptzuleitungsgraben (Zubringer), also bevor das Wasser zur Benutzung gelangt, eintreten. Dieselben werden zu dem für die ganze Bewässerungsfläche ermittelten bezw. angenommenen Wasserquantum zuzuschlagen sein. Ein zweiter Verlust an Wasser erfolgt auf der Meliorationsfläche selbst, indem ein großer Teil des Wassers verdunstet, versickert und vom Boden festgehalten, sowie von den Pflanzen aufgenommen wird, und nur ein Teil des auf die Kulturfläche aufgeleiteten Wassers durch die Entwässerungsanlagen etc. wieder in die öffentlichen Wasserläufe zurückgelangt. Die Größe dieses letzteren Verlustes bezw. Verbrauches zu kennen ist jedoch zumeist nur in jenen Fällen notwendig, in welchen den interessierten Wasserwerksbesitzern für die aus dem öffentlichen Gewässer entnommene Wassermenge ein gewisser Wasserzins bezahlt werden muß, sobald ihr Bezugsrecht sich auf das gesamte Wasserquantum erstreckt.

Nach dem österreichischen Wasserrechts-Gesetze steht dem Staate das Verfügungsrecht über die überschüssige Wasserkraft eines öffentlichen Gewässers (d. h. in Praxis also eigentlich nahezu aller fließenden Gewässer) zu

und kann daher derselbe das Benutzungsrecht über diesen Überschuß zum Teil oder ganz beispielsweise einer Bewässerungsgenossenschaft einräumen, ohne daß der letzteren daraus eine Verpflichtung zur Zahlung eines Wasserzinses an Mühlen- und sonstige Wasserwerksbesitzer erwächst. So die Theorie! Da jedoch nur in Ausnahmefällen das Vorhandensein eines Überschusses besonders an kleineren Gewässern und in trockener Zeit mit apotiktischer Sicherheit konstatiert werden kann, so wird nahezu immer der Rechtseinspruch der Wasserwerksbesitzer gegen die Bewilligung zur Wasserentnahme zu gewärtigen sein. Es wird sich also darum handeln, den Prozentsatz des Wasserverlustes durch die Wasseranlagen kennen zu lernen, um danach die Größe des einen Teiles der Entschädigung bestimmen zu können. Bei Annahme des vorhandenen Gefälles des Betriebswerkes, des pro Sekunde in den einzelnen Jahreszeiten verfügbaren sogenannten „Aufschlagwassers" bezw. auch Vorlagswassers, der Konstruktion des Motors und der Betriebseinrichtung etc. wird die verfügbare Wasserkraft gerechnet werden. Diese Wasserkraft ist ein Produkt des Gefälles und der pro Sekunde herabfallenden Wassermenge bezw. des Gewichtes desselben, d. i. $N = \frac{1000\,Q\,.\,H}{75}$. Wird die Wassermenge nun kleiner, so wird auch die Wasserkraft eine Reduktion erfahren, die nun eben zu bestimmen sein wird, wobei zu berücksichtigen ist, daß das Fehlen einzelner Pferdekräfte oder Bruchteile derselben nicht immer nur dem Zahlenwerte nach, sondern mit Rücksicht auf die Möglichkeit des Betriebes (beispielsweise eines Ganges bei einer Mühle) beurteilt werden muß, desgleichen auch die Dauer dieser Beeinträchtigung in Rechnung zu nehmen ist. Die Wasserverluste bei der Zuleitung und Bewässerung werden abhängig sein von der Länge und Profilfläche, sowie dem Gefälle des Kanals und der Bewässerungsfläche, der Bodenbeschaffenheit, der Tiefenlage des Grundwasserspiegels unter dem Tagwasserspiegel in dem Zuleitungsgraben, von dem Grade der Luftfeuchtigkeit und Temperatur, Richtung und Stärke des Windes, etwaigem Vorhandensein von durch Feldmäuse oder Maulwürfe bewirkten Höhlungen im Boden und dergleichen.

Was diese Verluste in den Wassertransportgräben anbelangt, so wird meist der Vorgang beobachtet, zur Kompensation derselben einen bestimmten Prozentsatz der Wasserführung in Zuschlag zu bringen. Dieser Zuschlag wird vielfach zu 10—17 %, im Durchschnitt 15 % angegeben. Da derselbe aber nicht auf bestimmte Grabenlängen bezogen wird und auch die Profilgestalt des Grabens keine Berücksichtigung erfährt, obwohl diese beiden Momente zusammen mit der Durchlässigkeit des durchschnittenen Geländes für die Größe der Wasserverluste von weitgehendem Einfluß sind, kann dieser Modus der Veranschlagung keinerlei Verläßlichkeit bieten. Denn es ist wohl unmittelbar klar, daß ein Graben, dessen Wasser mit großer Geschwindigkeit in einem rationell angelegten Profil dahinströmt, ganz andere Verluste aufweisen wird, als solche in einem träge fließenden Gerinne mit anfänglich gleicher sekundlicher Wasserführung eintreten werden. Andererseits werden die Verluste in ein und demselben Graben wohl auch der Längenentwicklung annähernd proportional anwachsen.

Im nachstehenden wird angedeutet, wie diese Verluste durch Versickerung als Funktion der mittleren Grabenbreite, Wassertiefe und Terrainbeschaffenheit mit wesentlich größerer Genauigkeit ermittelt werden können. Um nicht mit allzu kleinen Werten operieren zu müssen, werden hierbei die Verluste auf 100 m Grabenlänge bezogen.

Für die Berechnung der pro Quadratmeter versickernden Wassermenge (in Litern pro Stunde) diene die bekannte Formel:

$$\Delta_q = a + b\,t.$$

Für t ist die mittlere Grabentiefe (in Metern) einzusetzen. Die Koeffizienten ergeben sich aus nachstehender Tabelle (nach Versuchen der Königl. Kanalkommission in Münster, dem Taschenbuche „Hütte“ entnommen):

Beschaffenheit der Bodenschichte:	a	b				
		Für eine Schichtstärke in Metern von				
		0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
Sand, 0,1—0,8 mm Korngröße	36,0	131,0	75,0	50,0	32,0	16,0
„ 0,1—0,3 „ „	11,0	13,0	11,0	9,5	8,6	8,0
„ mit Spuren von Lehm	1,8	10,0	7,1	3,1	1,7	1,2
Mergel, feucht eingestampft	0,004	0,015	0,011	0,008	0,006	0,005
Lehm, „ „	0,0018	0,006	0,005	0,003	0,003	0,002

Bezeichnet B_m die mittlere Grabenbreite, so ergibt sich für die Wasserverluste in Litern pro Stunde:

$$\Delta_q = \frac{100}{3600} B_m (a + b\,t) = 0{,}028 \,.\, B_m (a + b\,t).$$

In Prozenten der Wasserführung ($= 1000\,B_m \,.\, t \,.\, v$) ergibt dies:

$$\Delta_q{}^{\%} = 0{,}0028 \,.\left(\frac{a}{t} + b\right)\frac{1}{v}.$$

Beispiel für einen Graben mit 1 m Sohlenbreite, 0,6 m Wassertiefe, $1^1/_2$füßiger Böschung und einer mittleren Geschwindigkeit von 0,5 m/Sek., sonach einer mittleren Breite $B_m = 1{,}9$ m und einer Wasserführung von 570 sl., wird

a) für den Fall, daß der Graben in Sand eingeschnitten sei ($a = 36$, $b = 131$):

$$\Delta_q = 0{,}028 \,.\, 1{,}9\,(36 + 131 \,.\, 0{,}6) = 6 \text{ sl.},$$

$$\Delta_q{}^{\%} = 0{,}0028\left(\frac{36}{0{,}6} + 131\right)\frac{1}{0{,}5} = 1{,}1\,\% \text{ der Wasserführung.}$$

Dieser Graben würde also pro Kilometer einen Verlust von rund 10 % seiner anfänglichen Wasserführung aufweisen;

b) für den Fall, daß der Graben bereits etwas verschlämmt wäre ($a = 18$, $b = 10$):

$$\Delta_q = 0{,}413 \text{ sl.},$$

$$\Delta_q{}^{\%} = 0{,}07\,\% \text{ der Wasserführung;}$$

c) für den Fall, daß der Graben in Lehm eingeschnitten oder die Grabenwandungen bis in beträchtliche Tiefe hinein stark verschlämmt wären ($a = 0{,}002$, $b = 0{,}006$):

$$\Delta_q = 0{,}0015 \text{ sl.,}$$
$$\Delta_q\% = 0{,}00005\,\% \text{ der Wasserführung.}$$

Alle drei Berechnungen beziehen sich auf 100 m Grabenlänge.

Anmerkung. Die streng mathematisch gültige Gleichung für die Wasserverluste müßte lauten:

$$\Delta_q = \int_o^L dl \,.\, 0{,}028\,(a + bt) \,.\, B_m.$$

Dieselbe wird dadurch nicht direkt integrierbar, daß sowohl t wie auch B_m als Funktionen der variablen Wasserführung einzusetzen wären. Da dies in integrierbarer Form undurchführbar ist, muß die Integration durch die vorgeschlagene sektionsweise Auswertung der Gleichung ersetzt werden.

In ähnlicher Weise können auch die Verluste zufolge Verdunstung auf bestimmte Dimensionen — hier die Wasserspiegelbreite B_o und etwa wiederum 100 m Grabenlänge — zurückgeführt werden. Für eine tägliche Verdunstungshöhe e mm ergibt sich:

$$\Delta_{q'} = \frac{100\,e \,.\, B_o}{86\,400} = 0{,}0011\, e\, B_o \text{ sl.,}$$
$$\Delta_{q'}\% = 0{,}0011 \,.\, \frac{e}{tv} \cdot \frac{B_o}{B_m}\,\% \text{ der Wasserführung.}$$

Der Verdunstungsverlust wird also immer recht gering bleiben, kann aber dennoch in dichtwandigen Gräben größer werden als der Versickerungsverlust.

Betrachten wir die von den Wässerflächen selbst nicht mehr in die Vorfluter zurückgelangenden Wassermengen als Verlust für diese (rücksichtlich der Bewässerung, für welche diese Aufspeicherung von Wasser im Boden, wenigstens insoweit Anfeuchtung in Betracht kommt, dürfen diese Wasser quantitäten eigentlich nicht als Verlust, sondern als Verbrauch bezeichnet werden), ein Fall, der praktisch von größter Bedeutung wird, wenn es sich um die Erwerbung von Wasserrechten oder die Entschädigung von wasserabwärts gelegenen Wasserrechtsbesitzern handelt, dann wird es zweckmäßig sein, die für Anfeuchtung bezogenen Wassermengen ganz auf das Verlustkonto zu setzen, bei düngender Bewässerung hingegen die Ablaufwassermengen auf Grund der mitgeteilten Formeln für Überstauungen und Rieselwässerungen auszuwerten. Der Anteil, der durch die Bodenentwässerung in den Wasserlauf zurückgelangt, insbesondere aber die Zeit, während der dieser Wasserablauf anhält, entzieht sich im allgemeinen fast jeglicher Vorausberechnung. Auch diese Wassermengen sind praktisch zweckmäßiger als unwiederbring liche Verluste bezüglich einer Wiederverwendung anzusehen und aus den Rechnungen womöglich ganz zu streichen.

Nach den Versuchen von Heuschmidt kann man im allgemeinen bei anfeuchtender Bewässerung annehmen, daß bei sehr trockener Zeit bei schwerem Lettenboden etwa $^1/_4$, bei mildem Lehmboden etwa $^1/_3$, bei sandigem Lehm- und lehmigem Sandboden ca. $^1/_3$—$^1/_2$, bei leichtem Sandboden über die Hälfte der gegebenen Rieselhöhe nicht mehr in den Wasserlauf zurückgelangt.

VII. Mehrmalige Wasserbenutzung.

Die Frage einer wiederholten Benutzung ein und desselben Wasserquantums zu Bewässerungszwecken kann selbstredend nur bei der düngenden Wässermethode zur Erörterung gelangen, da die geringen Wassermengen bei anfeuchtender Bewässerung von den Pflanzen und vom Boden zumeist wohl vollständig aufgenommen werden. Wo größere Mengen an Dungstoffen sehr armen Wassers zur Verfügung stehen, also trotz bedeutenderem Zufluß doch nur angefeuchtet bezw. gelöst wird, wie z. B. in Oberitalien, dort kann das Wasser ohne weiteres mehrmals benutzt werden. Jedenfalls ist es jedoch immer zwekmäßiger, bei wiederholter Wasserbenutzung nicht ausschließlich das schon abgerieselte Wasser zu verwenden, sondern dasselbe durch Zumischung eines entsprechenden Quantums frischen Wassers zu verbessern.

Weiter wird man das abgerieselte Wasser eine Strecke lang in offenen Gräben fließen lassen, bevor es zur Wiederverwendung gelangt, um demselben während dieses Laufes Gelegenheit zu geben, den bei der Berieselung abgegebenen Sauerstoff aus der Luft wieder zu ergänzen, die organischen Bestandteile zu oxydieren, den Überschuß an freier Kohlensäure an die Luft abzugeben und kohlensaure Eisensalze zu zersetzen und auszuscheiden, endlich einen Ausgleich der Temperatur zu bewerkstelligen.

Schließlich ist zu berücksichtigen, daß bei ebenerem Terrain durch die Ansammlung des Abwassers in den Entwässerungsgräben kein Rückstau auf die oberhalb gelegenen Flächen ausgeübt werden darf. Der Vorteil einer wiederholten Wasserbenutzung liegt natürlich nur in der Möglichkeit, mit derselben Menge eine größere Fläche bewässern zu können, und wird in allen jenen Fällen diese Art der Wasserbenutzung einzutreten haben, wo man mit dem Wasser sehr sparsam umzugehen gezwungen ist. Wird die Länge des Rieselweges zu groß genommen, dann kann man aus der Vegetation die Veränderung im Wasser dadurch wahrnehmen, daß bei den Wässerrinnen süße Gräser, bei den Entwässerungsrinnen saure Gräser zu beobachten sind.

VIII. Bewässerung im Umlauf (Rotation).

Im allgemeinen Teile wurde wiederholt betont, daß die günstigsten Wachstumsbedingungen dadurch erzielt werden können, daß Wasserentziehung und Wasserzuführung im Boden in gewissen Zwischenräumen folgen, da hierdurch dem Boden Gelegenheit geboten wird, sich wieder zu durchlüften und seine Sauerstoffvorräte so weit zu ergänzen, daß auch in der folgenden Zeit des erschwerten Luftzutrittes oder selbst eines vollständigen Luftabschlusses während der nächsten Bewässerung sich keinerlei Reduktionsvorgänge abspielen können.

Die Methode der Rotation nun erreicht diesen Zweck dadurch, daß das ganze Bewässerungsgebiet in mehrere Sektionen (3—6 Teile) abgeteilt wird, hierauf jede solche Sektion sukzesive mit dem ganzen, für die gesamte Meliorationsfläche gerechneten, verfügbaren Wasserquantum bewässert und sodann trocken gelegt wird, daher jede Sektion innerhalb der Wässerperiode mehreremal zur Anfeuchtung gelangt. Außer dem früher angeführten Hauptvorteil wird auch eine gleichförmigere Wasserverteilung dadurch erzielt, daß

für jede Sektion periodisch eine größere Stauhöhe zur Verfügung steht als bei der gewöhnlichen Wässermethode.

Bei schwerem Boden wird die völlige Entwässerung (Trockenlegung) längere Zeit bedürfen; es wird daher eine mehrfache (gewöhnlich bis 6fache) Rotation eingeführt, während der leichte Boden sich rascher trocken legen läßt, und daher die Fläche in 3 Sektionen geteilt, also 3facher Umlauf angeordnet wird. Bei einem leichten Boden wird daher, falls die Bewässerung einer Sektion in 1 Tage bewerkstelligt werden kann, die Entwässerung in 2 Tagen erfolgen müssen, also gegen Ende der Wässerperiode jeden 4. Tag eine Bewässerung eintreten können. Die Ab- und Umstellung des Wasserzuflusses wird zu Beginn der Rieselperiode gewöhnlich in längeren Zwischenräumen und erst gegen Ende derselben in kurzen Intervallen vorgenommen, damit die ersten Bewässerungen sehr ausgiebig und düngend wirken.

B. Die Wasserbeschaffung.

Das für die künstliche Bewässerung (Irrigation) notwendige Wasser wird zumeist den in der Nähe der Meliorationsanlage befindlichen Bächen und Flüssen entnommen; in einzelnen Fällen können auch ausgiebige Quellen oder das durch Drainage gewonnene Wasser zur Irrigation verwendet werden. Je nach der Höhenlage des Entnahmewasserspiegels gegenüber der Bewässerungsanlage wird das Wasser entweder mit natürlichem Gefälle (per Gravitation) aufgeleitet werden können oder aber künstlich gehoben werden müssen. In jenen Gegenden, wo die offenen Wasserläufe von der Meliorationsfläche zu weit entfernt liegen oder aber wo dieselben während der Bewässerungs-Zeitperioden zu geringe Wasserquantitäten führen, wird eine künstliche Sammlung des Meteorwassers, eine Aufspeicherung in Teichen (Sammelweihern, Gebirgsreservoiren) Platz greifen müssen. In einzelnen Fällen endlich können zum Zwecke der Erzielung einer kräftigen Düngung die Abfallwässer der Städte, größerer Ortschaften und einzelner Industriebetriebe zur Bewässerung herangezogen werden.

I. Die direkte Wasserentnahme aus Wasserläufen.

1. Ableitung mit natürlichem Gefälle.

a) Zuleitungskanal.

Das einem Flusse oder Bache zu entnehmende Wasser wird in allen Fällen mittels einer Wasserleitung — dem Hauptzubringer — der Bewässerungsfläche zugeführt werden müssen. In der Regel wird der Hauptzubringer aus einem dem abzuführenden Wasserquantum entsprechend großen offenen Graben bestehen. Unter Umständen und zumeist auf kürzeren Strecken muß die offene Leitung durch eine gedeckte Rohr- oder Kanalleitung ersetzt werden, insbesondere in jenen Fällen, wo seitens jener Grundbesitzer, über deren Parzellen die Wasserzuleitung erfolgt, gegen die Anlage offener Gräben Protest erhoben wird oder wo die Kommunikationen, Gebäude etc. die Anlage von Kanalleitungen erfordern. Solche Rohrleitungen werden aus Steinzeug, Muffenröhren, Zement, Eisen oder Monierröhren, Betonkanälen

und dergl. hergestellt und müssen wasserdicht verlegt bezw. gebaut werden. Bezüglich Anlage eines offenen Grabens, seiner Trassierung, Berechnung und Gestaltung gilt das früher bereits Gesagte, und wird die bauliche Konstruktionsweise der Hauptzubringer, sowie der damit eventuell zusammenhängenden Kunstobjekte auch zum Teil bei der Besprechung ausgeführter Bewässerungsanlagen, teils in den Abschnitten „Stauweiher“ und „Wasserversorgung“ in einigen Typen erläutert werden.

Zu diesen Bauobjekten, welche mit dem Haupt- und Nebenzubringer zusammenhängen, gehören:

1. Die Einlaßschleuse am Beginn des Hauptkanales, welche denselben entweder ganz absperrt oder aber den Einfluß des Wassers aus dem Flusse etc. regelt. Jede Schleuse besteht aus der Schützentafel, der Aufzugvorrichtung und dem Schützenrahmen. Die Schützentafeln, welche den eigentlichen Abschluß gegen das Wasser bewirken, bestehen zumeist aus 3—8 cm starken Pfosten aus Eichen- oder Lärchenholz, welche mit Feder und Nut gedichtet und durch Flacheisen verbunden sind. Der Schützenrahmen kann entweder gemauert oder aus Holz angefertigt sein, in welchem Falle man die Sohlschwelle den Schützenpolster, die beiden Vertikalständer die Griessäulen und den oberen horizontalen Balken den Holm nennt.

In Polstern und Griessäulen sind Nuten ausgestemmt, in welchen die Schützentafel ihre Führung findet und, durch den Wasserdruck angepreßt, auch dichtet. Eine gute Dichtung sowohl wie eine möglichst geringe Reibung, also ein Minimum an Kraft zur Hebung der Schützentafel, kann dann erzielt werden, wenn sowohl die Nuten der Griessäulen, sowie die inneren Ränder der Schützentafel an ihrer Kontaktfläche mit gehobelten Flacheisenbändern montiert werden. Die lichte Breite der Schützenöffnungen pflegt man bei kleinen Gräben 1,0 m, bei größeren bis 1,50 m zu machen und dementsprechend bei größeren Durchflußbreiten mehrere Schützenöffnungen anzuordnen. Bei niederen Schützentafeln wird bei einfachen Aufzugsmechanismen bis max. 4 m Lichtweite gegangen. Abgesehen davon, daß bei größeren Schützenbreiten beim Auf- oder Ablassen leicht ein „Ecken“ eintritt, darf die Größe einer Schützentafel aus dem Grunde gewisse Grenzen nicht überschreiten, um das Hinaufziehen noch mit 1—2 Menschenkräften ermöglichen zu können. Die Aufzugsvorrichtung kann bei kleinen Schützen aus einer einfachen Handhabe oder einer Holzstange mit Löchern bestehen, welche durch einen Hebel gehoben und mittels durchgesteckter Bolzen in der gewünschten Höhe erhalten wird (siehe die spätere Figur), oder aber kann das Aufziehen mittels Haspel und Kette bewerkstelligt werden. Die Konstruktion einer kleinen Einlaßschleuse (55/80 cm) mit Kettenaufzug ist aus Fig. 333 zu ersehen.

Wird die Vorlagswassertiefe vor den Schützen eine größere, dann wird zur Überwindung des größeren Wasserdruckes und Schützengewichtes eine, bei größeren Breiten zwei Zahnstangen oder Schraubenspindeln mit Antrieb als Aufzugsmechanismus gewählt werden müssen. Die auf dem Holm der Schleusen zu montierende Antriebsvorrichtung (Zahn- oder Wurmräder mit Lagerung) muß durch eine Blech- oder Gußeisenkappe bedeckt und so vor dem Einfluß des Regens oder Schnees (Einrosten) geschützt, überdies zeit-

weilig die Lager geölt werden. Ferner muß für eine Sperrvorrichtung des Handrades gesorgt werden, damit die Schleuse nicht durch Unbefugte geöffnet werden kann. Das Detail einer Aufzugsvorrichtung mittels zwei Zahnstangen, von einer Aufnahme nach der Natur herstammend, ist aus Fig. 334 zu ersehen.

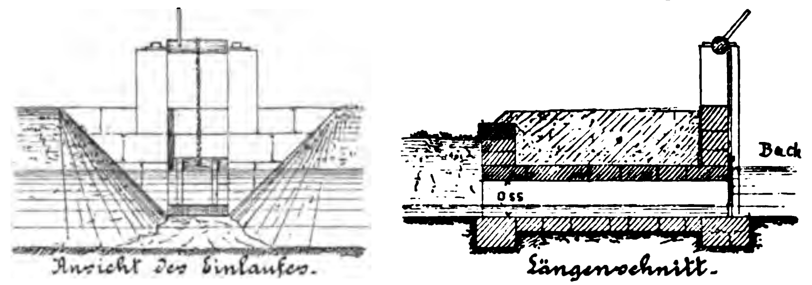
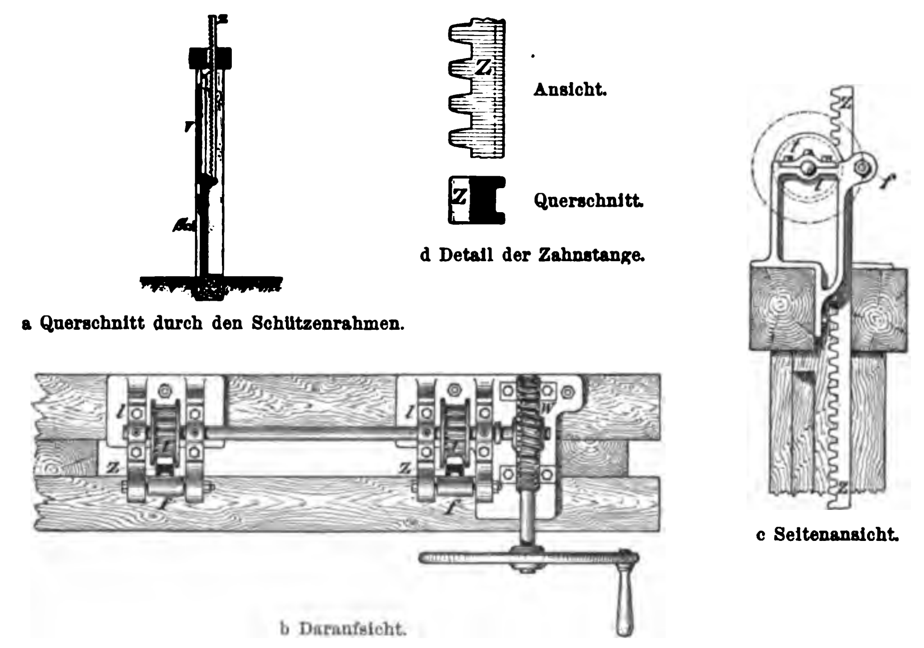


Fig. 333. Einlaßschleuse.

Fig. 334 a zeigt den Querschnitt durch den Schützenrahmen. Die eigentliche Einflußöffnung ist durch die Schützentafel *Sch* abgeschlossen, während der andere oberhalb liegende Teil der Lichtöffnung des Schützenrahmens durch Pfosten *v* verschalt ist. An der Schützentafel ist die Zahnstange Z mittels



d Detail der Zahnstange.

a Querschnitt durch den Schützenrahmen.

c Seitenansicht.

b Daraufsicht.

Fig. 334. Schützenaufzug mit 2 Zahnstangen.

Bolzen derart befestigt, daß zur Vermeidung des Eckens beim Aufzug eine kleine Drehung der Schütze um diesen Bolzen möglich ist. Fig. 334 d zeigt das Detail der Zahnstange im Querschnitt und in der Ansicht. Aus der Daraufsicht (Fig. 334 b) ist zu ersehen, daß der Holm hier aus 2 Balken besteht, zwischen welchen die beiden Zahnstangen *Z* hindurchgehen und auf

welchen andererseits die Lager der Aufzugsvorrichtung montiert sind. Die zwei Zahnstangen *Z* erhalten auf ihrer Rückseite eine Führung durch die Gleitrollen *f*, während sie auf der Zahnseite in zwei auf einer horizontalen, in 4 Lagern *l* gelagerten Welle aufgekeilte Zahnräder *t* eingreifen. Auf dem rechten Ende dieser horizontalen Welle ist ein Wurmrad *w* aufgekeilt, das in den Wurm *s* (Schraube ohne Ende) eingreift, welcher, an zwei Punkten gelagert, durch ein Handrad mit Kurbel gedreht werden kann. (Das Detail des Wurmrades und Wurmes ist aus der folgenden Fig. 335 zu ersehen.) Fig. 334 c stellt das Detail des Querschnittes durch den Holm mit Ansicht der Zahnstange *Z*, eines Lagers *l*, Gleitrolle *f* und Zahnrad *t* vor.

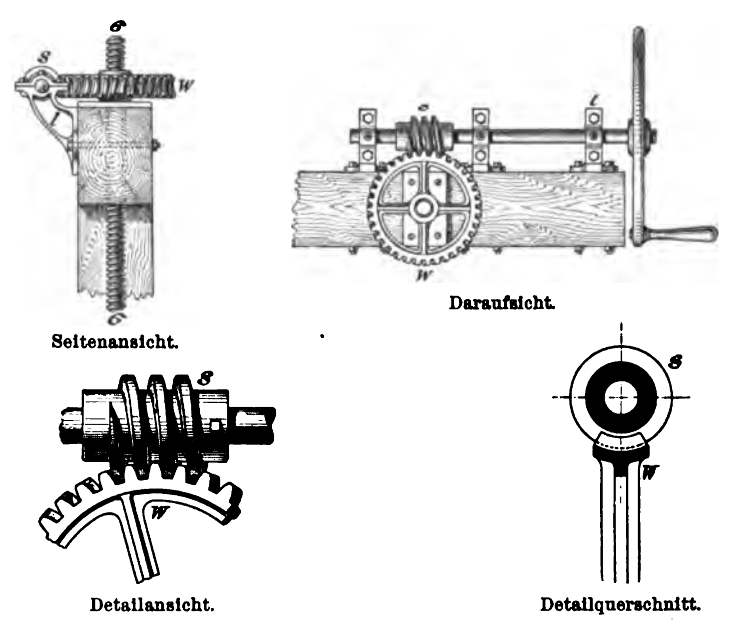


Fig. 335. Schützenaufzug mit einer Schraubenspindel.

Ist die Entfernung der beiden Zahnstangen eine größere, dann wird es vorteilhafter werden, die Lagerung des Wurmrades nicht an einem Ende, sondern in der Mitte der Antriebswelle anzuordnen.

Eine praktische Konstruktion (gleichfalls ausgeführt) der Aufzugsvorrichtung einer schmaleren Schütze durch eine Schraubenspindel σ ist aus Fig. 335 zu entnehmen. An einer in 3 Punkten *l* auf der Seite des Holmes gelagerten Welle (siehe Daraufsicht), welche mittels Handrad und Kurbel gedreht werden kann, ist ein Wurm *s* (Schraube ohne Ende) aufgekeilt, welcher, in ein horizontal gelagertes Wurmrad (Schneckenrad) *w* eingreifend, dieses in Umdrehung versetzt. Dieses Wurmrad enthält die Schraubenmutter, in welcher sich die mit der Schütze durch einen Drehkloben verbundene, genau vertikal montierte Schraubenspindel σ auf und ab bewegen kann.

Durch eine Schraube können die größten Schützen leichter, jedoch viel langsamer als mit Zahnstangen gehoben werden und ist auch bei dieser

Konstruktion eine jede Betriebsstörung (Abbrechen einzelner Zähne bei den Zahnstangen infolge schlechten Materiales oder strengen Frostwetters) ausgeschlossen. Die Hauptdisposition der baulichen Durchführung einer größeren Einlaßschleuse (3 Felder und Zahnradaufzug) ist aus Fig. 336 zu entnehmen.

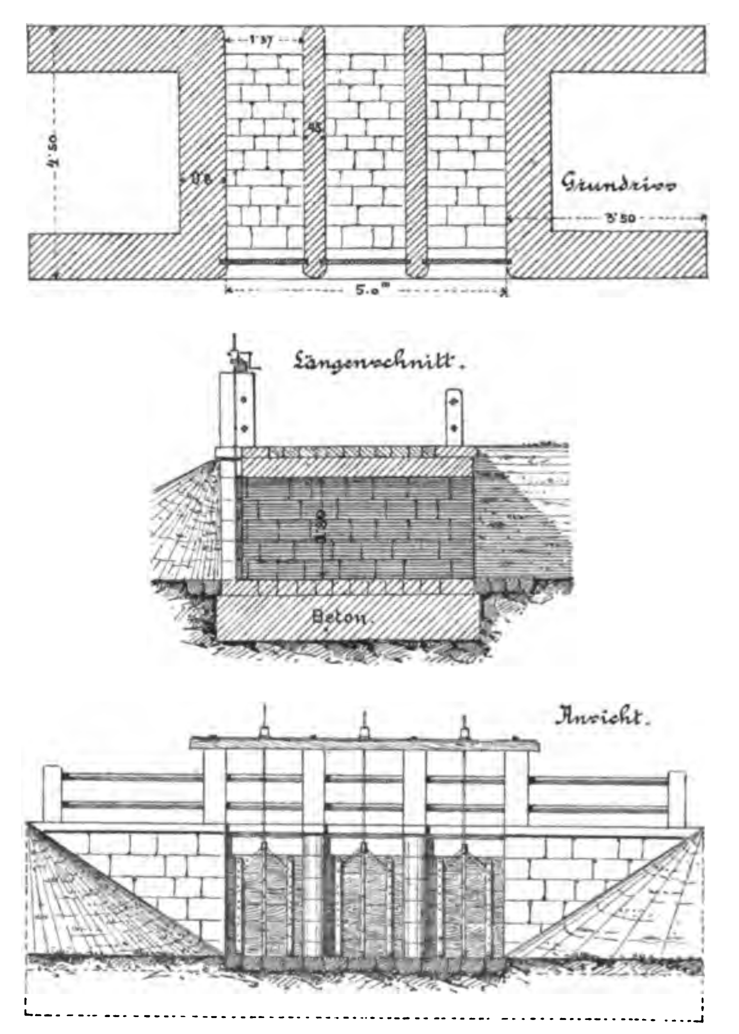


Fig. 336. Haupt-Einlaßschleuse S_2 am rechten Itzufer für die Baunacher Bewässerung in Oberfranken.

Die 3 Schützenöffnungen sind je 1,37 m breit und 1,80 m hoch. Die Widerlager und Pfeiler bestehen aus Quadermauerwerk und nur der Schützenholm ist in Holz ausgeführt. Statt Holz können auch vorteilhaft 2 gewalzte eiserne I-Träger verwendet werden. Das Fundament der Schleuse besteht aus Beton. Da diese Objekte zumeist gleichzeitig als Fahrbrücke zu dienen haben, so muß für eine entsprechende Überdeckung (Deckplatten oder Gewölbe) in der Breite der Fahrbahn gesorgt werden.

Fig. 337, 338 und 339 zeigen eine von Prof Dr. Perels veröffentlichte Einlaßschleuse mit eisernen Griessäulen und Holm. Die Gesamtdurchflußbreite beträgt 3,6 m, die Schützenhöhe 1,6 m, die Länge des Nachbeetes 3,5 m, des

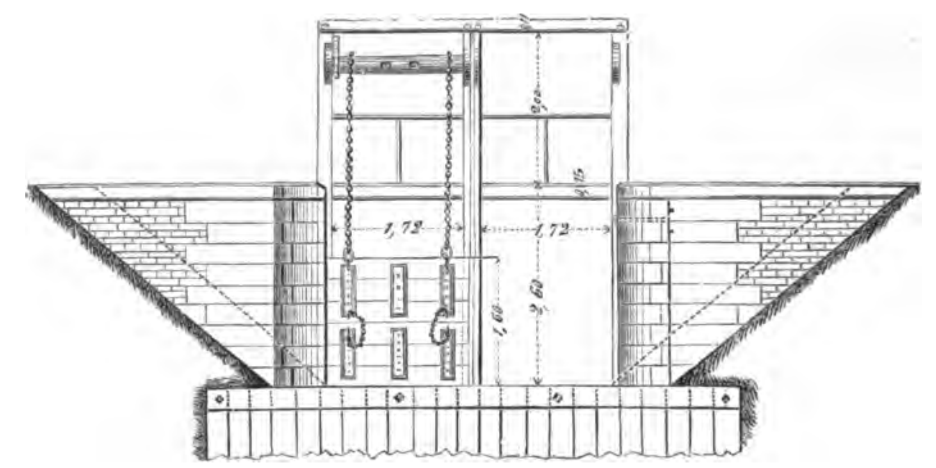


Fig. 337. Schleuse mit eisernem Schützenrahmen. Vorderansicht.

Vorbeetes 1,6 m. Das Fundament ist durch Spundwände auf allen Seiten gegen Unterwaschung gesichert. Der Schützenrahmen ist aus Winkeleisen, und zwar die Griessäulen von **U**förmigem, der Holm von **T**förmigem Quer-

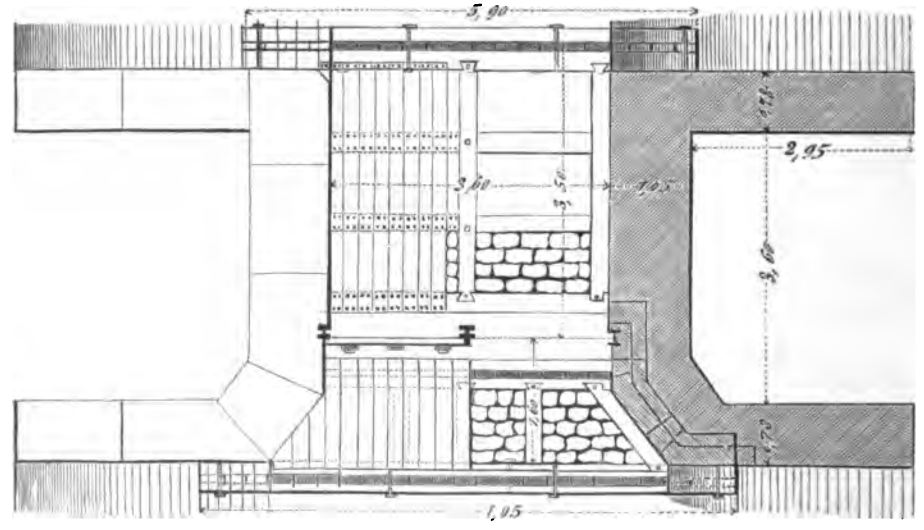


Fig. 338. Schleuse mit eisernem Schützenrahmen. Grundriß mit Horizontalschnitt.

schnitt. Die Aufzugsvorrichtung besteht aus hölzernen Walzen, mit Sperrrädern und Sperrhaken versehen, welche in den Griessäulen lagern. Von einem auf Eisentraversen ruhenden Stege aus ist der Aufzugsmechanismus zu bedienen.

Die hölzernen Schützentafeln bestehen behufs Erleichterung des Aufziehens je aus 2 Teilen. Zunächst wird der obere Teil einer Schütze so weit aufgezogen, bis die Verbindungsketten gespannt sind; alsdann wird, und zwar nachdem der Wasserspiegel sich auf die Höhe des unteren Schützenteiles gesenkt hat, auch dieser in die Höhe gewunden. Hat der obere Teil die Höhe des Steges erreicht, so wird er auf diesen gehoben, von den Zugketten und dem unteren Schützenteile ausgelöst, worauf man die Zugketten an diesen anhakt und das Aufziehen fortsetzt. Damit der im Aufzuge begriffene untere Schützenteil nicht zurückfällt, dürfen die Verbindungsketten erst nach Anhängung der Zugkette an diesen gelöst werden.

Schützentafeln mit Rollführung und Kugellagern (Fig. 340). Auf der Weltausstellung Paris 1900 gelangte eine von den Ingenieuren Lavollée, Wender und Huet projektierte und von den Konstrukteuren Petitalot, Diot und Secoust ausgeführte Schützenführung zur Exposition, welche sich bestens bewährt hat und überall dort mit Erfolg angewendet werden kann, wo einerseits Wasserverluste zulässig sind, andererseits aber nur wenig Bedienung und die Vermeidung der Aufstellung komplizierter Aufzugsmechanismen wünschenswert erscheint.

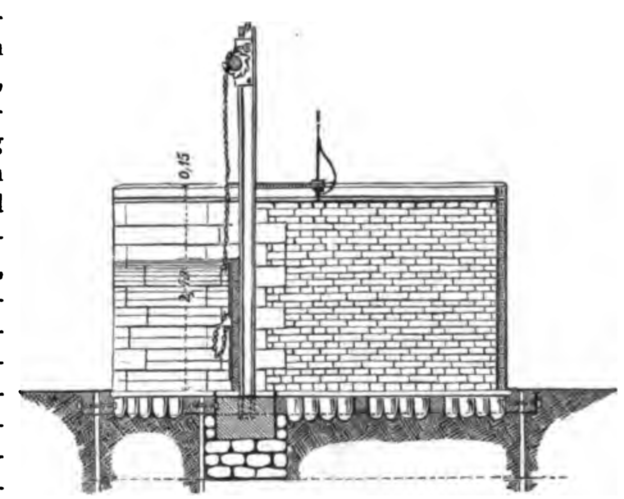


Fig. 339. Schleuse mit eisernem Schützenrahmen. Längenschnitt.

Zur Verminderung der Reibung der Schützentafeln an ihren Führungen wurden bei den Stauwerken von Saint Mammés am Flusse Loing und von Suresnes in der Seine Schützentafeln angewendet, welche auf ihren Führungen mit in Kugellagern laufenden Rollen gleiten. Hierdurch wird die zum Bewegen der Schützen erforderliche Kraft auf ungefähr den zehnten Teil herabgesetzt und die Gefahr eines Verklemmens der Tafel in den Führungen vermieden.

Das Stauwerk von Saint Mammés, seit 1897 in Funktion, umfaßt einen beweglichen Teil von 26 Feldern, von denen ein jedes durch 6 übereinanderstehende Tafeln von 1,076 m Breite und 0,045 m Stärke abgeschlossen wird. Die unteren 5 Tafeln sind je 0,42 m, die oberste jedoch nur 0,21 m hoch, und dient letztere zur genaueren Regulierung des Wasserstandes. Die Schützen von 0,42 m Höhe wiegen je 28 kg, können also außerhalb des Wassers von einem Manne ganz gut gehandhabt werden. Um dieselben auch unter Wasserdruck von einem einzelnen Manne ohne besonderen Aufzugsmechanismus manövrierfähig zu erhalten, sind an den vier Ecken jeder Tafel Stahlbüchsen, welche Stahlrollen in Kugellagern laufend enthalten, aufgeschraubt. Die

Büchsen haben dieselbe Stärke wie die Schützentafeln, d. i. 45 mm, die Rollen 45 mm Durchmesser und ragen um 4 mm über die Fläche der Schütze hervor. Die kleine, seitlich an den Büchsen angebrachte Rolle aus Bronze gibt die Seitenführung zur Vermeidung des Schieflaufens der Tafel.

Die Lagerkugeln haben 7 mm Durchmesser. Das Einsetzen der Schützen erfolgt durch Einschieben in die Bahn; die Tafel sinkt dann durch ihr Eigengewicht bis auf den Wehrschweller bezw. die schon früher abgelassene Schützentafel herab.

Zum Aufziehen wird eine Hakenstange verwendet. Bei dem Stauwerke von Saint Mammés kann ein Mann in 40 Minuten das ganze Profil freilegen

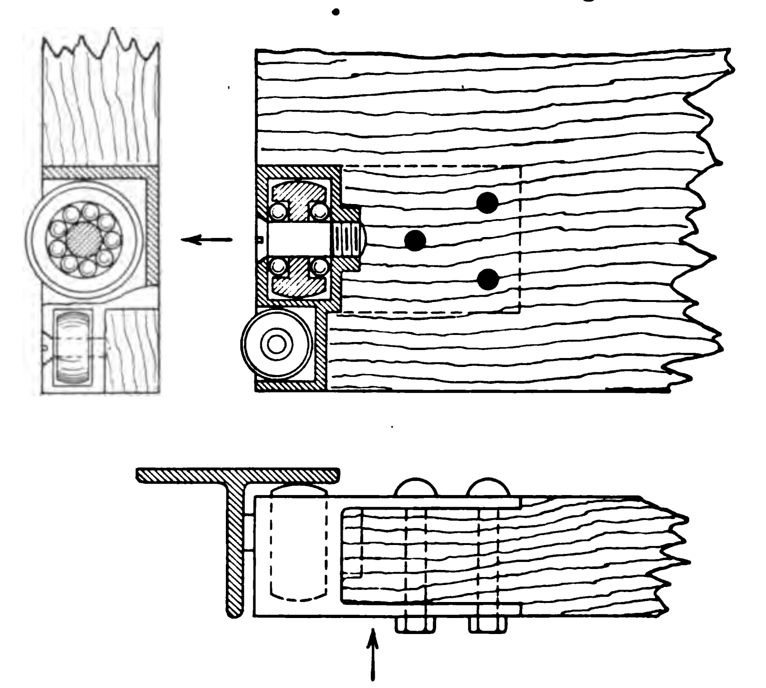


Fig. 340. Schützentafeln mit Rollenführung und Kugellager.

und in 15 Minuten abschließen. Der bewegliche Teil der Anlage kostet 15200 Franks, d. i. 524 Franks pro lfd. m, und zwar entfallen 276 Franks für die Joche samt Montierung und 248 Franks für die Schützentafeln selbst.

S t ä r k e d e r S c h ü t z e n t a f e l n. Dieselbe richtet sich nach der Holzgattung und nach dem Wasserprofile. — Professor M. G r a n t z in Berlin veröffentlicht diesfalls nachstehende Tabelle für K i e f e r n h o l z.

(Siehe die Tabelle auf Seite 421.)

Für Eichenholz können die Bohlenstärken um $^1/_4$ vermindert werden. Zu dieser Tabelle ist noch zu bemerken, daß man die entnommenen Bohlen-, Bretter- oder Pfostenstärken immer auf die nächst höhere, im Handel übliche Dimension abrunden wird.

Holzstärke der Schützentafeln in Zentimetern	Breite der Schützentafeln in Metern						
	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0
	Zulässige Stauhöhe in Metern						
3	0,85	0,45	0,30	0,25	0,20	0,15	0,10
4	1,40	0,70	0,45	0,30	0,25	0,20	0,15
5	2,10	1,00	0,60	0,45	0,35	0,25	0,20
6	3,00	1,40	0,85	0,60	0,45	0,35	0,30
7,5	4,60	2,10	1,25	0,85	0,60	0,50	0,40
9	6,50	3,00	1,75	1,15	0,85	0,65	0,50
10	—	3,65	2,10	1,40	1,00	0,75	0,60
11	—	4,40	2,30	1,65	1,10	0,85	0,70
12	—	—	2,50	1,95	1,40	1,05	0,80

Zuweilen wird nebst der eigentlichen Einlaßschütze in einiger Entfernung und mit derselben in baulichem Zusammenhange noch ein zweiter Abschluß gewöhnlich durch Einschubbohlen oder Dammbalkenversatz hergestellt, um bei eventueller Beschädigung der Schützen während großer Hoch-

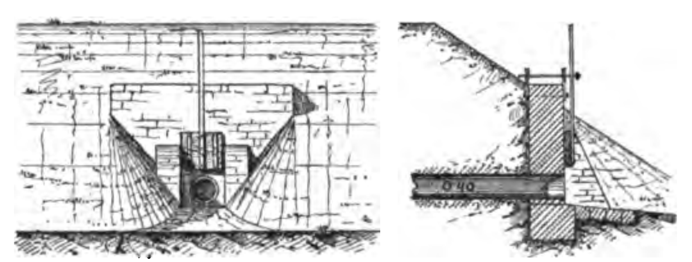


Fig. 341. Zementrohrdurchlaß.

wässer das dahinter liegende Terrain vor Überschwemmung zu bewahren. Sowohl als Einlaßschleusen wie auch als Ablaßschleusen des Hauptbewässerungsgrabens zum Schutze gegen das Eindringen von Hochwasser in das hinter einem Damme gelegene Meliorationsterrain können mitunter **Rohrdurchlässe** angeordnet werden, deren einfachste Konstruktion aus Fig. 341 zu ersehen ist. Dieser Durchlaß ist aus einer Zementrohrleitung hergestellt, die, durch den Schutzdamm gehend, auf der Wasserseite mit einer einfachen Holzschütze verschlossen werden kann. Im Hauptzuleitungskanal sind ferner an den Stellen, wo die Zubringer zweiter Ordnung abzweigen,

2. **Stauschützen** im Hauptzubringer eingebaut. Dieselben können ganz aus Holz oder in soliderer Weise aus Stein und Holz hergestellt werden. Fig. 342 zeigt die Durchführungsart einer solchen Stauschleuse im Hauptzubringer. Dieselbe ist gerade an einem Gefällsbruch der Sohle des Hauptkanales gelegen und besteht aus 3 Öffnungen mit zusammen 3,4 m Weite, welche durch Schützentafeln mit Handgriffen verschlossen sind. Infolge des bedeutenden Wasserdruckes sind die beiden hölzernen Griessäulen gegen das Mauerwerk durch einen Vorlagsbalken *m*, mit welchem sie durch lange Zugschrauben verbunden sind, abgesteift.

3. *Stauschützen in den Zuleitungsgräben.* Von dem Hauptzubringer zweigen Zubringer zweiter Ordnung oder sogenannte *Zuleitungsgräben* ab, aus welchen, wie schon der Name andeutet, zumeist nicht direkt bewässert wird, sondern welche das Wasser einzelnen Unterabteilungen (Wasserrevieren) zuführen. In diesen Gräben müssen gleichfalls an den Stellen, wo die eigentlichen Wassergräben abzweigen, Stauschützen eingebaut

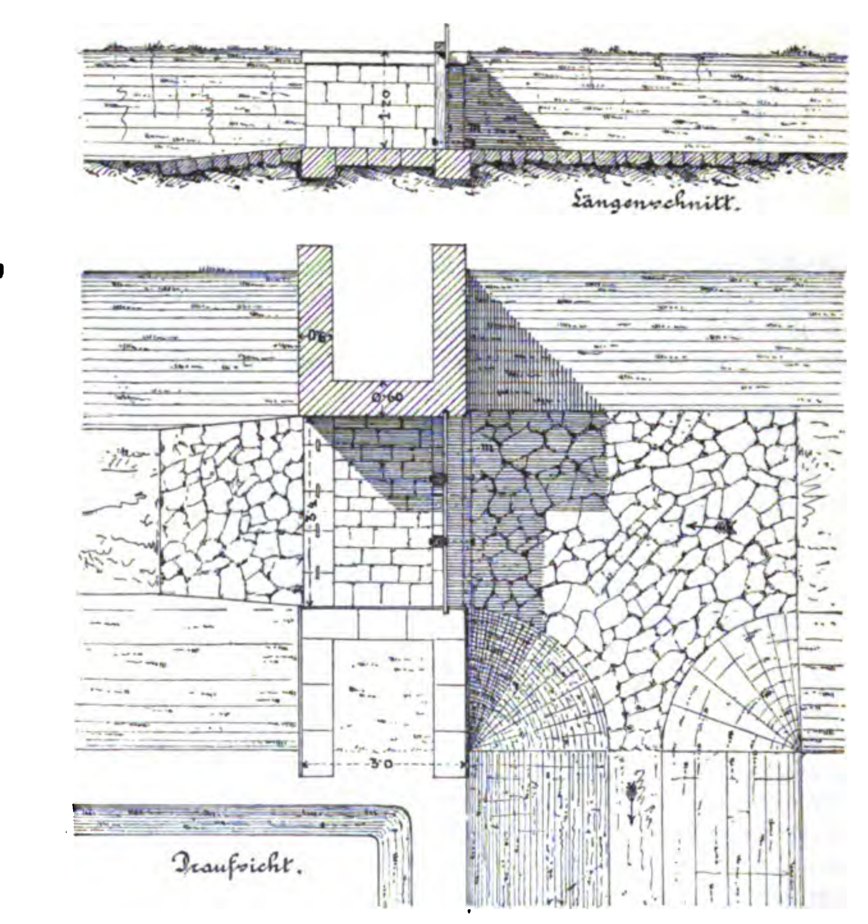


Fig. 342. Stauschleuse mit Sohlengefällsbruch im Hauptzubringer.

werden. Dieselben haben eine geringere Lichtweite und Höhe und können in solider Weise in der aus Fig. 343 ersichtlichen Weise hergestellt werden. Die ganze Öffnung von 2,20 m Weite und 1,25 m Höhe ist durch eine hölzerne Griessäule in 2 Felder geteilt, welche durch je 3 Schützenbohlen (à 40 cm hoch) verschlossen sind. Die beiden untersten, je 40 cm hohen, 4 cm starken Schützenbretter sind mit 2 Haken, die oberste Tafel mit 2 Handgriffen versehen. Durch diese Dreiteilung entfällt eine separate mechanische Aufzugsvorrichtung und wird zuerst die oberste Tafel mittels der Handgriffe, sodann, wenn sich der Wasserspiegel gesenkt hat, die zweite, endlich die

dritte Tafel mittels Haken herausgehoben. Eine andere, in Hannover übliche Form von kleineren Stauschützen ist aus Fig. 344 zu ersehen. In der Mitte der leiterförmigen Aufzugsvorrichtung ist eine Eisenschiene (mit Löchern) angeschraubt, durch welche mittels eingesteckter Bolzen die Fixierung in einer beliebigen Höhe erfolgt.

4. Stauschützen in den Wässergräben. Diese Art kleiner Handschützen kann ebenfalls ganz in Holz oder mit gemauerten Widerlagern ausgeführt werden. Fig. 345 veranschaulicht die größere, Fig. 346 die kleinste Gattung dieser stabilen Stauschützen in Mauerwerk und Fig. 347 eine solche in Holz hergestellt. Außer diesen stabil eingebauten Schützen werden bei einer Berieselungsanlage noch

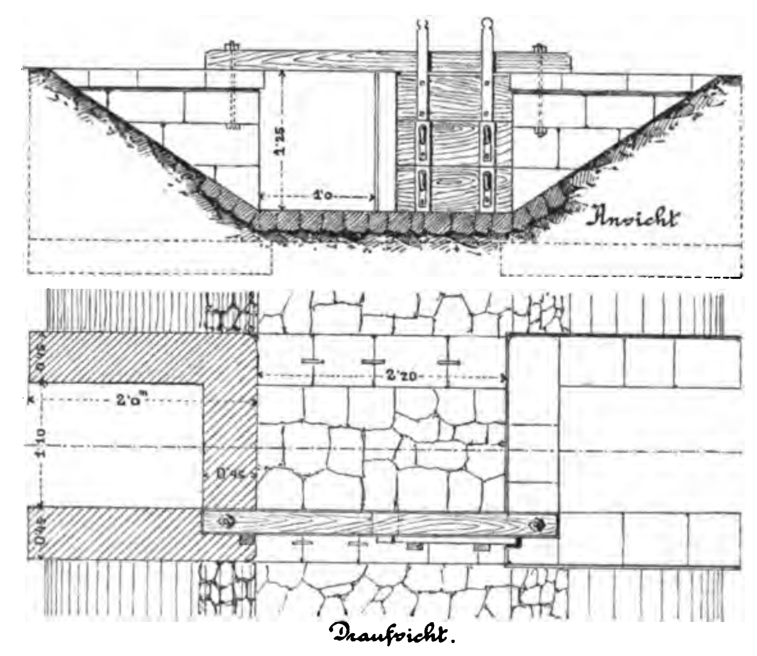


Fig. 343. Stauschütze im Zuleitungsgraben.

5. Stech- oder Steckschützen benötigt (Fig. 348 und 349 Vorder- und Rückansicht sowie Daraufsicht). Diese am besten aus starkem Eisenblech hergestellten, am oberen Rande durch ein Winkeleisen verstärkten halbkreisförmigen Schützen werden etwas größer als das lichte Profil der sogenannten Rieselrinnen, aus welchen die Bewässerung direkt erfolgt, angefertigt und nach Maßgabe der fortschreitenden Bewässerung an der geeigneten Stelle in das Erdreich direkt mittels der Handhabe eingedrückt, um das gewünschte Überfließen der Rieselrinnen oberhalb zu veranlassen. Fig. 349 zeigt die in den Graben eingesetzte Schütze, sowie die eventuell nötige beiderseitige Dichtung mit Lehm. Statt aus Eisen können derartige mobile Steckschützen auch ganz aus Holz konstruiert werden, wie dies aus Fig. 350 zu entnehmen ist. Mitunter sind bei lokalen Terrainabsätzen im Laufe der Wässer- und

kleinen Zuleitungsgräben auch gemauerte Stufen als Gefällsübergang anzuordnen, an welchen Punkten dann

6. Abfallschützen anzubringen sind. Aus Fig. 351 ist die Herstellungsweise und der eventuell notwendige Aufzugsmechanismus mit Hebel ersicht-

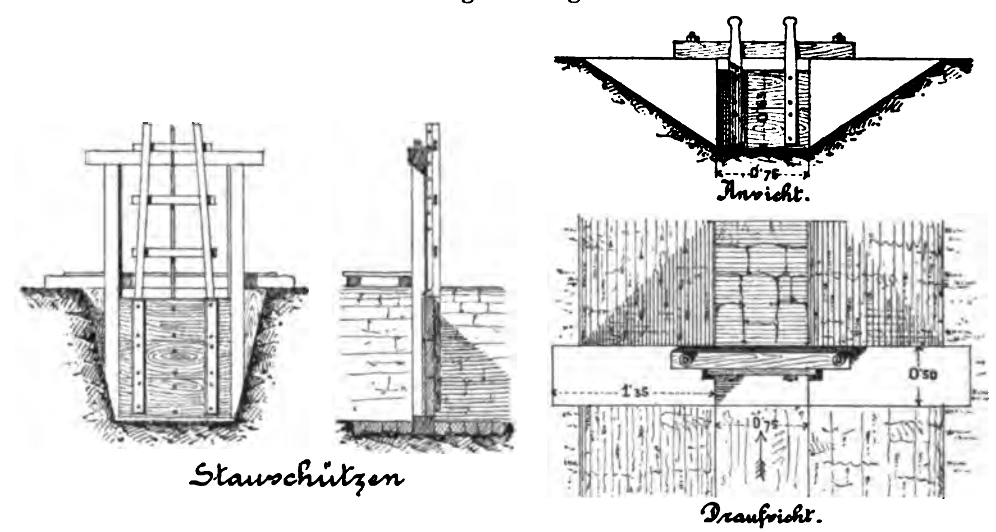


Fig. 344. Fig. 345. Stauschütze eines Wassergrabens.

lich. Wenn der Entwässerungsrezipient (Fluß), in welchem die Entwässerungsgräben der Bewässerungsanlage gravitieren, im Terrain tiefer eingeschnitten

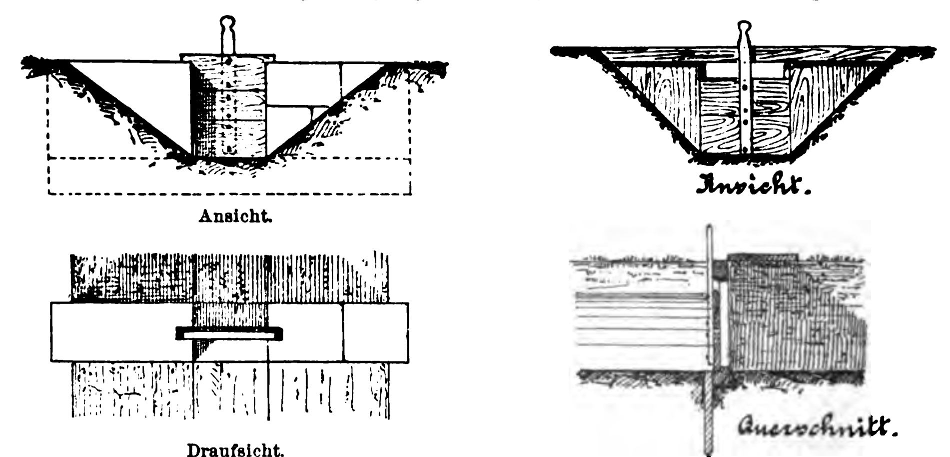


Fig. 346. Kleine Handstauschütze in Mauerwerk. Fig. 347. Kleine Handstauschütze in Holz.

ist, dann wird die größere Höhendifferenz zwischen der Grabensohle und dem Flusse durch

7. einen sogenannten Abfall vermittelt (Fig. 352). Um die Futtermauer (Abfallmauer) vor Unterspülung zu schützen, sind sowohl solide Sturzbeete (starkes Pflaster oder Pilotenrost etc.) wie auch gemauerte Flügel herzustellen.

Das ganze Bauwerk kann, wenn auch weniger dauerhaft, ganz in Holz durchgeführt werden. Zu den Objekten, welche im Zuge der Zubringer herzustellen sind, gehören weiter

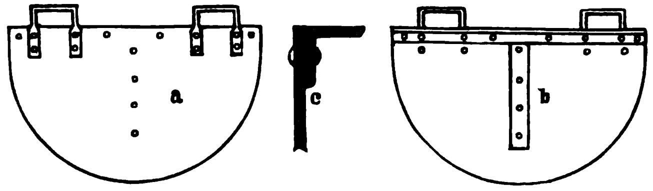


Fig. 348. Stechschütze aus Eisen.

8. die Überfahrten. Zumeist werden dieselben mit den Stauschleusen kombiniert; da diese wenigen Stellen jedoch selten ausreichend sind, um die Bestellung der Wiesen und die Heuabfuhr ungehindert zu ermöglichen, müssen eigene Überfahrten über die Gräben gebaut werden. In der einfachsten

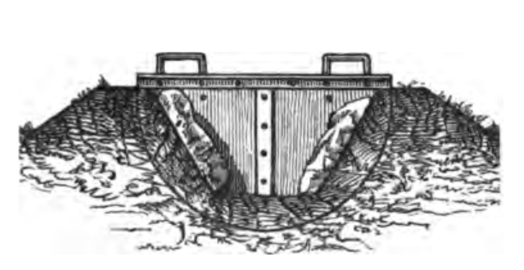


Fig. 349.

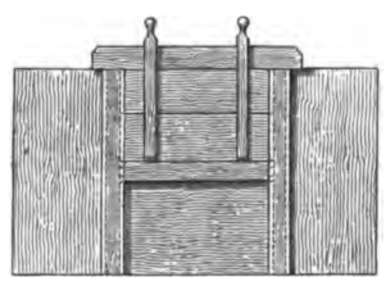


Fig. 350. Stechschütze aus Holz.

Weise bestehen diese Brücken aus 2 Widerlagern und Mann an Mann ge legten Hölzern als Tragkonstruktion (siehe überdies das Kapitel „Brücken und Durchlässe"). Eine stabile und solide Bauart ist aus Fig. 353 zu ersehen. Die ganze Lichtweite von 2,5 m wird durch einen Mittelpfeiler in zwei Durchlässe

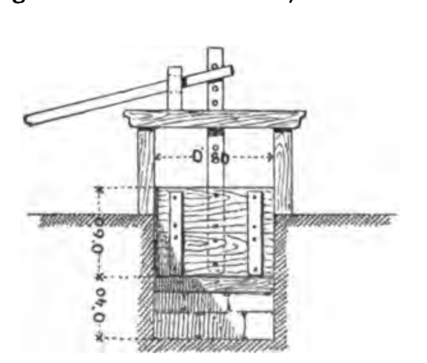


Fig. 351. Abfallschleuse.

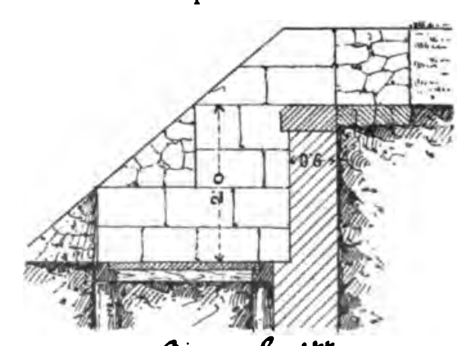


Fig. 352. Abfall eines Entwässerungsgrabens in den Itzfluß.

geteilt, welche mit Steinplatten überdeckt werden, auf welche eine Schotterschichte zu liegen kommt, deren Herabfallen an den Seiten des gekuppelten Deckeldurchlasses durch eine entsprechend hoch gemauerte Parapuetmauer verhindert wird. Kreuzungen des Zubringers mit offenen Wasserläufen, tiefen

Gräben oder größeren Terrainmulden, welche nicht planiert werden können, können entweder über oder unter Terrain vermittelt werden. Im ersteren Falle sind Überführungen oder Aquädukte, im letzteren Falle Unterführungen (Dücker, Siphons) auszuführen.

9. Aquädukte sind offene Gerinne, zumeist von rechteckigem Querschnitt, aus Holz oder Eisenblech hergestellt, welche einerseits auf 2 Widerlagern (Landpfeilern), bei größeren Spannweiten auf Mittelpfeilern (bei Holzkonstruktion Joche genannt) aufruhen. Aquädukte ganz aus Holz konstruiert sind aus den späteren Figuren bei Beschreibung der Meliorationsanlage Rzimnitz zu ersehen. Ein größerer Aquädukt aus Eisenblech mit gemauertem Widerlager und Mittelpfeiler ist auf Tafel IX abgebildet, dessen Details wohl keiner Erklärung bedürfen. Zwei Details, welche wegen Raummangel auf der

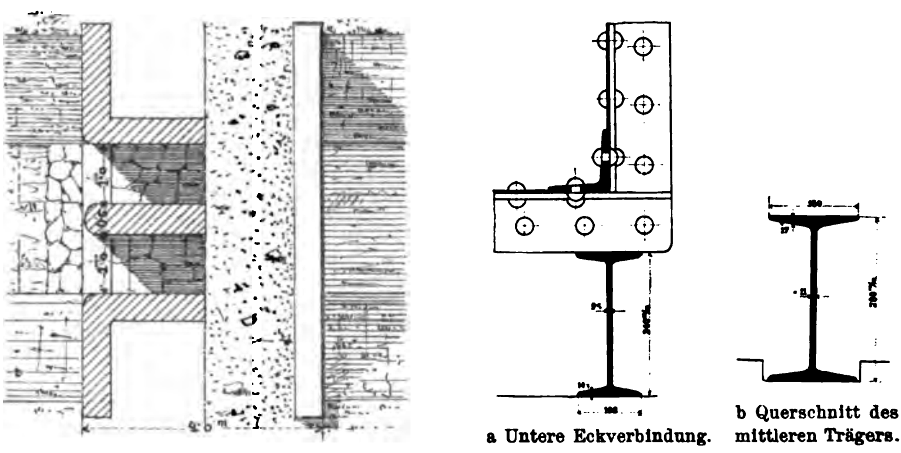


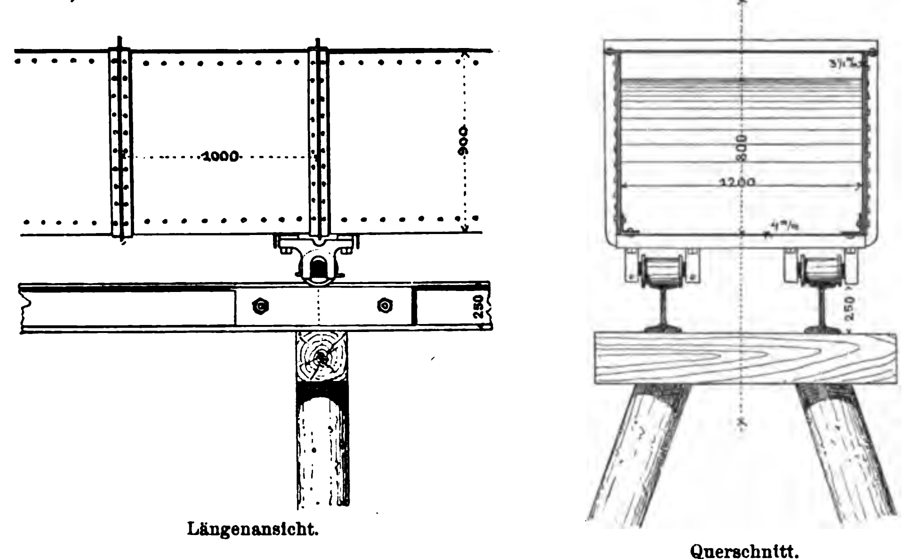
Fig. 353. Überfahrt ohne Stauschützen. Fig. 354. Details zum Blechaquädukt (Tafel IX).

Tafel nicht mehr untergebracht werden konnten, sind als Fig. 354 dem Texte beigedruckt. Die Kosten dieses einem Projekte entstammenden Objektes erscheinen im nachfolgenden entwickelt.

(Siehe die Tabellen auf Seite 428 und 429.)

Kleine Blechaquädukte können unmittelbar auf die beiden Widerlager aufgestellt werden. Ist die Spannweite und Breite des Gerinnes eine größere, dann muß das Gerinne auf 2—3 Längsträger (Holzbalken oder Doppel-T Träger) gestellt, überdies durch Mittelpfeiler oder Holzjoche die Spannweite unterteilt werden. Ist die Konstruktionshöhe zwischen Aquäduktsohle und dem Hochwasserspiegel des zu übersetzenden Baches eine derart geringe, daß bei abnormalen Hochwasserständen ein Auftrieb des Blechgerinnes oder Beschädigung durch den Eisgang zu befürchten ist, dann muß das Gerinne aus zwei Teilen hergestellt werden, welche in der Mitte zusammengeschraubt sind und auf Rollenlagern aufruhen, so zwar, daß sie im Notfalle nach Lösung der Mittelverbindung nach beiden Seiten zu in die offenen, in diesem Falle auf eine längere Strecke gemauerten Kanalanschlußgerinne hineingeschoben werden können und auf diese Weise das ganze Bach-Abflußprofil freigegeben wird.

Eine derartige Konstruktion ist aus Fig. 355 zu ersehen. Der gesamte Wasserdruck inkl. Eigengewicht wird, durch die Rolllager vermittelt, auf 2 je 250 mm hohe, durch lange Schraubenbolzen gegenseitig abgesteifte I-Träger übertragen, welche einerseits auf den gemauerten Widerlagern, andererseits in der Mitte auf einem hölzernen Joch aufruhen. Der Aquädukt ist 21,7 m lang, 1,20 m breit und 0,90 m hoch. Die Blechstärken betragen für die Wände 3,5 mm, für den Boden 4,0 mm. Das Gerinne hat 1,5 $^0/_{00}$ Gefälle und soll bei 0,8 m Wassertiefe ca. 770 sl. abführen. Die Widerlager sind in Quadermauerwerk hergestellt. Die Kosten dieses bei Pettstadt in Oberfranken im Jahre 1894 gebauten Aquäduktes, welcher das nötige düngende Wasserquantum für 35 ha Wiesenland zuführt, betrugen 3000 M. (3600 K ö. W.), also pro lfd. m 136 M. (160 K).



Längenansicht. Querschnitt.

Fig. 355. Blechaquädukt mit Rolllager.

Bei größeren Aquädukten muß beim Anschlusse an die Widerlager sowohl für eine entsprechende Dichtung sowie für die Möglichkeit einer Dilatation (Längenänderung bei wechselnden Temperaturen infolge Ausdehnung des Eisenbleches) Sorge getragen werden. In Fig. 356 und 357 sind derartige Konstruktionen skizziert, wie solche im Jahre 1892 beim Bau des großen Blechaquäduktes des Seine-Saone-Lateral-Kanales über die Loire bei Briare (Südfrankreich) in Anwendung kamen. Zu diesen nach der Natur flüchtig aufgenommenen Skizzen ist zu bemerken, daß dieselben ganz außer Maßstab, namentlich die Blechverbindungen, gezeichnet sind, um die Deutlichkeit der Konstruktion zu erhöhen. So steht insbesondere die Lichtbreite B in gar keinem Maßstabverhältnis und ist daher der Grundriß (Fig. 357) in der Mitte unterbrochen gezeichnet. Fig. 356 zeigt die Dichtung des Aquäduktes A am Hauptwiderlager W ohne Dilatationsvorrichtung im Längenschnitt. Die Dichtung erfolgt mittels einer Hanfeinlage H, welche zwischen die beiden Holzunterlagen d und c derart eingebracht ist, daß die beweglichen Bohlen c

Vorausmaſs und Kostenanschlag

eines 40 m langen **Aquäduktes** (20 m langes Blechgerinne und 20 m langes, gemauertes Anschluß-Gerinne).

Gegenstände:	Österr. Währung. Einzeln K	h	Zusammen K	h
I. Aquädukt aus Eisenblech, 20 m lang (2 m breit, 1 m tief), samt Ort- und Mittelpfeiler.				
A. Eisenkonstruktionen. Gewalzte Träger (nach Typen des österr. Ingenieur- und Architekten-Vereins).				
1 2 Stück Träger Profil 28, à 9 m lang, zus. 18 m lang, pro lfd. m 60,9 kg = 1096,2 kg				
2. 4 Stück Träger Profil 24, à 9 m lang, zus. 36 m lang, pro lfd. m 40,1 kg = 1443,6 „				
Gewicht der Tragkonstruktion 2539,8 kg	26	—	660	34
3. 6 Stück ⊥-Eisen, à 2,2 m lang, zus. 13,2 m lang, pro lfd. m 31 kg = 409,2 kg				
4. ∟-Eisen, zus. 248 m lang, à 14,8 kg = 3670,4 „				
5. Diverse Fassoneisen . . . . 80.6 „				
An Walzeisen zusammen 4160,2 „				
6. Blech, 5 mm stark, 80 m², à 38,9 kg, zusammen . . . . 3112,0 kg				
7. Nieteisen, 15 mm stark, 300 m lang, à 1,38 kg, zusammen . . . . . . 414,0 „				
3526,0 „				
Gewicht des Blechgerinnes 7686,2 kg	50	—	3843	10
Kosten der Eisenkonstruktionen			4503	44
d. h. pro lfd. m = 224 K samt Träger, pro lfd. m = 192 K das Blechgerinne allein (die Einheitspreise pro 100 kg verstehen sich loco Bauplatz inkl. Montage) und Anstrich.				
B. Maurerarbeit. Pfeiler.				
1. Fundament (Mauerwerk aus Bruchstein in hydraulischem Kalkmörtel):				
a) linker Ortpfeiler . . . . . . 10,5 m³				
b) rechter „ . . . . . . 5,1 „				
c) Mittelpfeiler . . . . 3,2 „ 18,8 m³	12	—	225	60
2. Aufgehendes Mauerwerk (Bruchstein-Mauerwerk in hydraulischem Kalkmörtel):				
a) linker Ortpfeiler . . . . . . 23,42 m³				
b) rechter „ . . . . . . 6,54 „				
c) Mittelpfeiler . . . . 2,40 „ 32,4 „	18	—	583	20
32,36 m³				
Zu übertragen:			5312	24

Gegenstände:	Österr. Währung. Einzeln K	h	Zusammen K	h
Übertrag:			5312	24
3. Deckplatten:				
0,10 m stark, einfach . . . . 3,4 m^2	10	—	34	—
0,20 „ „ profiliert . . . . 9,5 „	20	—	190	—
4. Verfugen mit Portland-Zement . . . . 40,0 „	1	—	40	—
C. Erdaushub in gemischtem Material (ohne Sprengen) 100,0 m^3	—	80	80	—
Diverses zur Abrundung			3	76
Gesamtkosten des eigentlichen 20 m langen fertigen Aquäduktes mithin pro lfd. m 280 K.			5660	—
II. Gemauerter, beiderseitig an das Blechgerinne anschliefsender Kanal von zusammen 20 m Länge (2 m hiervon in den Ortpfeilern enthalten).				
1. Fundament-Aushub . . . . 50,0 m^3	—	60	30	—
2. Fundament-Mauerwerk (in hydraulischem Mörtel) . . . 15,0 „	12	—	180	—
3. Einseitiges Licht-Mauerwerk (in hydraulischem Mörtel) . . . 14,4 „	13	—	187	20
4. Pflaster, 0,20 m stark (in hydraulischem Mörtel) . . . 32,4 m^2	3	—	97	20
5. Deckplatten, 0,10 m stark (in hydraulischem Mörtel) . . . 14,4 „	10	—	144	—
Diverses: Verfugen etc.			21	60
Kosten von 18 lfd. m gemauertem Gerinne also pro lfd. m 33 K 32 h oder rund 34 K.			660	—
Rekapitulation.				
I. Aquädukt, 20 m lang, aus Eisenblech samt Widerlager und einem Mittelpfeiler			5660	—
II. Gemauertes, 18 m langes Gerinne im Anschluß an den Aquädukt			660	—
Gesamtkosten des Objektes			**6320**	—

also bei 40 m Totallänge pro lfd. m $\frac{6320}{40} = 159$ K

oder rund **160 K.**

Hierbei ist die einfachste Herstellung in lagerhaftem Bruchstein-Mauerwerk vorausgesetzt, das Steinmaterial ist in unmittelbarer Nähe leicht zu gewinnen; die Transportspesen sind geringe, die Arbeitslöhne sehr kleine. Soll das Widerlager, die Pfeiler und das Gerinne-Mauerwerk in Quader hergestellt werden, dann müssen ca. 100—120 K pro m^3 gerechnet werden. Bei dieser Annahme und weniger günstigen Materialpreisen können die Gesamtbaukosten **8000 K** betragen, wonach dann pro lfd. m des Objektes inkl. Anschlußgerinne **200 K** entfallen würden.

mittels einer Schraube *a* gegen die feste Holzunterlage *d* gepreßt werden, wobei die Schraubenmutter auf einer am Widerlager *W* befestigten Konsole *b* festgelagert ist. Die Sohle *S* des aus Quadermauerwerk hergestellten Anschlußteiles des Aquäduktes im Widerlager liegt in gleicher Höhe wie das Bodenblech *f* des Blechaquäduktes. Aus Fig. 357 ist in der Daraufsicht die Dichtung und Dilatationsvorrichtung für den Anschluß an den alten Aquädukt nach dem System der Ingenieure Daydé und Pillé zu ersehen. Zwischen dem mit dem Widerlager *W* fest verbundenen Teil *b* des Blechaquäduktes und dem beweglichen Teil *c* sind Blechverbindungen *f* und *g* derart angenietet, daß durch angebrachte gehobelte Gleitbacken *a* bei wechselnder Temperatur ein Ineinanderschieben beider Gerinnteile leicht ermöglicht ist. Die vollständige Dichtung wird durch ein 310 mm breites, in der Mitte bei *d* dickeres Kautschukband (in der Figur vollschwarz angedeutet) erzielt, welches durch entsprechende Fassonbleche an *c* und *b* angenietet ist. Die Dilatation kann nun innerhalb des mit *d* bezeichneten Zwischenraumes (normal 50 mm lang) ungehindert stattfinden, und ist die Verdickung *d* des Kautschukbandes aus dem Grunde angeordnet, damit bei größerer Ausdehnung desselben kein Reißen stattfindet. Der einzige Nachteil dieses Systems dürfte in der nicht langen Dauer der Elastizität des Kautschukbandes liegen, indem dasselbe, den wechselnden Lufttemperaturen ausgesetzt, bald brüchig werden dürfte.

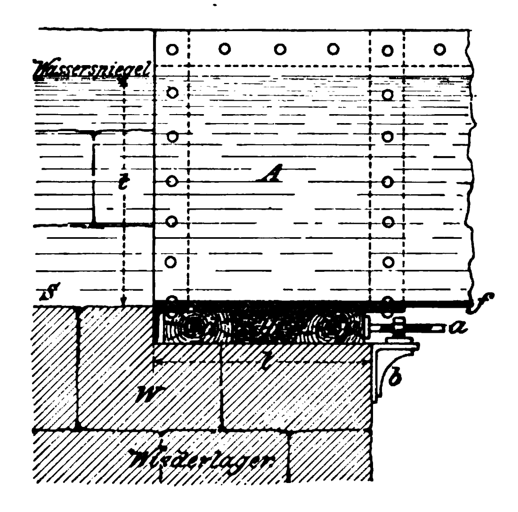


Fig. 356. Aquäduktdichtung ohne Dilatation. Längenschnitt.

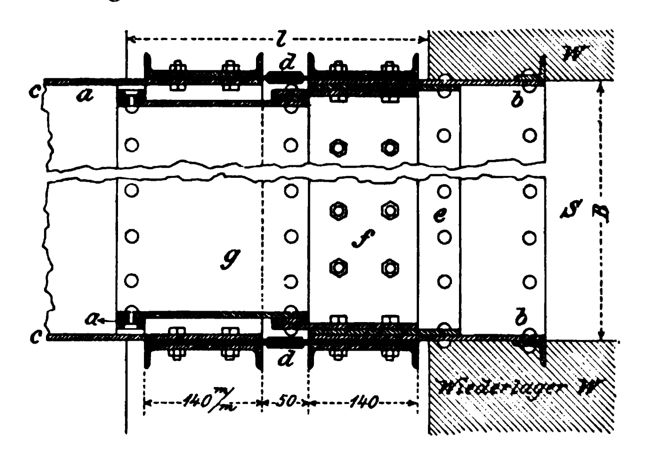


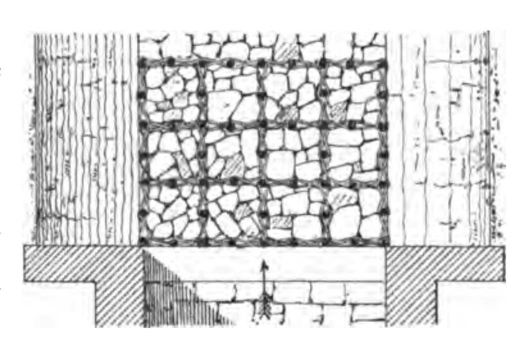
Fig. 357. Aquäduktbildung mit Dilatation. Daraufsicht.

10. Unterleitungen (Dücker, Siphons) sind Unterführungen der Zubringer unter die Trasse derselben kreuzenden offenen Wasserläufe. Dieselben bestehen zumeist aus dem Ein- und Auslaufobjekt, sowie der eigentlichen Rohrleitung aus Steinzeug, Gußeisen, Beton- oder Monierröhren oder aus einem

gemauerten Kanal. Bei genügender Konstruktionshöhe wird ein kreisförmiges, sonst ein liegend-elliptisches oder sonst gedrücktes Durchfluß-Profil gewählt. Die Rohrleitungsachse kann entweder eine gemischtlinige oder eine gerade sein; in letzterem Falle wird das Ein- und Auslaufobjekt aus einem Ein- und Auslaufschacht (Brunnen) bestehen. Beim Einlauf ist jederzeit für die Ermöglichung einer Sedimentation des vom Wasser mitgeführten Sandes und Schlammes Sorge zu tragen. Auf Tafel X ist die Konstruktion einer an dem Allerflusse gelegenen Unterleitung der Müden-Nienhofer Bewässerungsanlage in Hannover gegeben.

Dieser Siphon (Tafel X) besteht aus zwei gekrümmten Röhren aus Eisenblech, 10 mm stark und 1,3 m im Durchmesser, welche am Ein- und Auslaufe in zwei gemauerten Schächten ausmünden. Die Länge dieses Syphons beträgt 27,8 m (vom Einlauf zum Auslauf gemessen). Die Sohle des Allerbettes liegt am tiefsten Punkte 0,33 m über der Röhrenoberkante.

Der Einlaufschacht ist auf einer 1 m starken Betonschicht fundiert, auf welche eine 0,3 m starke Ziegelschicht folgt, die die Sohle des Schachtes bildet.


Fig. 358. Grabensohlensicherung im Anschluß an die Einlaßschleuse.

Der Auslaufschacht hat kein Beton-, sondern ein 0,8 m starkes Ziegelfundament (Mauerwerk in Zement).

Die Schächte sind beide je 4 m lang (parallel zum Flußlauf) und ist der Einfallschacht 1,7 m, der Auslaufschacht 1,3 m breit, ersterer 4 m, letzterer 3 m tief.

An den Ein- und Auslaufstirnen sind die Unterlagen der Röhren aus Quader hergestellt, desgleichen die Deckschar der Schächte. Ein mäßig ansteigendes liegendes Ziegelpflaster vermittelt die Sohle des Zuleitungsgrabens mit den Schächten. Das Einlegen der Röhren geschah, nachdem die beiden Schächte vollendet und die Rohrgräben ausgehoben resp. ausgebaggert waren, von einem festen Gerüste aus und wurde durch allmähliches Anfüllen der Röhren mit Wasser das Versenken derselben befördert.

Der Druckverlust h' wurde vom Projektanten dieser Anlage, Baurat Heß, bei einem sekundlichen Durchflußquantum von $Q = 2{,}26$ m^3 mit $h' = 0{,}1$ m berechnet; de facto ergab sich jedoch nachher ein etwas geringerer Druckhöhenverlust. Die Kosten dieses Siphons betrugen 17700 M. (21240 K ö. W.).

Eine andere Baukonstruktion eines Siphons ist an anderen Orten (Bewässerungs- und Entwässerungsanlage bei Rzimnitz in Mähren) vorgeführt und wird dahin verwiesen.

Die Ableitung aus dem offenen Wasserlauf in den Hauptzubringer (Hauptzuleitungsgraben) muß eine derartige sein, daß sowohl das Einlaufprofil, welches in der Regel durch eine Einlaßschleuse geöffnet oder geschlossen werden kann, als auch der Hauptzuleitungsgraben selbst gegen den Angriff

des Wassers und Eises, speziell bei Hochwasser vollkommen gesichert erscheint. Diese Sicherung kann einerseits durch eine spezielle Uferböschungssicherung (Mauer, Bollwerk etc.), andererseits bei zu gewärtigendem Eisgang durch Eisrechen, doppelte Absperrung der Einlaßschleuse durch Dammbalkenverschluß nebst dem Einbau der dahinter liegenden Absperrschütze erfolgen. Neben Herstellung einer dem Angriffe des Wassers entsprechend durch Pflaster zu versichernden Sohle innerhalb der Flügel der Einlaßschleuse muß auch noch

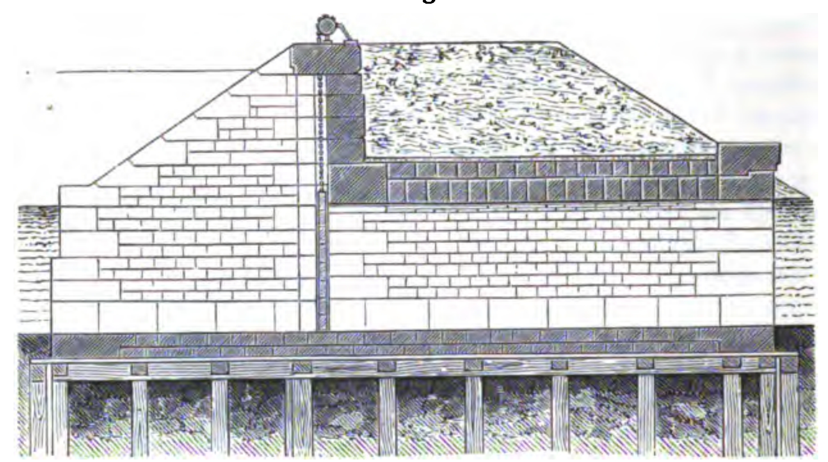


Fig. 359. Siel-Längenschnitt.

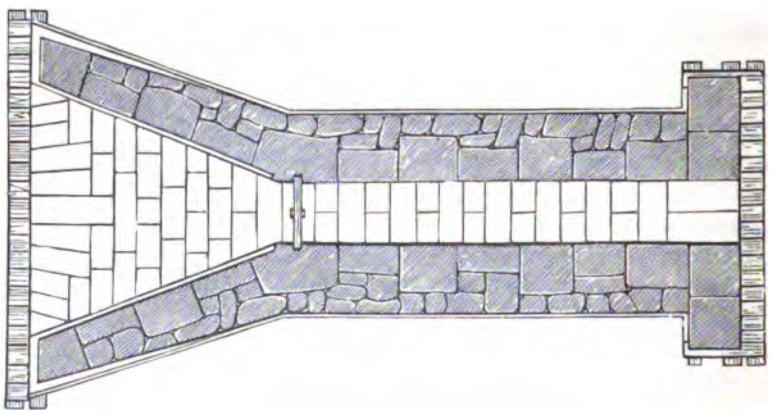


Fig. 360. Siel-Grundriß.

ein Teil der unmittelbar anstoßenden Grabensohle entsprechend versichert werden, was durch ein kräftiges Bruchsteinpflaster oder aber bei leichter abspülbarem Boden aus Flechtzäunen mit Trockenpfaster erzielt werden kann, wie dies aus Fig. 358 zu ersehen ist. Zum Schlusse sei noch

11. der Siele oder gedeckten Dammschleusen Erwähnung getan. Ähnlich wie die Rohrdurchlässe werden Siele bei Durchsetzung höherer Dämme notwendig und können als Einlaß- und Auslaßschleusen und als Schutz gegen Überschwemmungen des an größeren Flüssen oder Strömen gelegenen Binnenlandes angewendet werden. Sie bestehen der Hauptsache nach aus einem

gemauerten Durchlasse, welcher gegen die Wasserseite durch eine Schütze absperrbar ist. Die Vermittelung zwischen Mauerwerk und der wasserseitigen Böschung ist durch schiefe Böschungsflügel hergestellt. Fig. 359—363 zeigen die bauliche Anordnung derartiger kleiner Siele im Längenschnitt, Grundriß und Querschnitt, sowie die Ansicht des Ein- und Auslaufes (Wasser- und Landseite). Das Objekt ist in vorliegendem Falle auf einem Pilotenrost

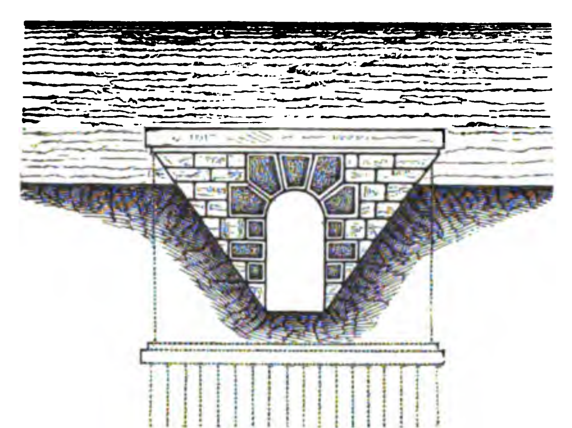


Fig. 361. Siel-Ansicht von der Landseite.

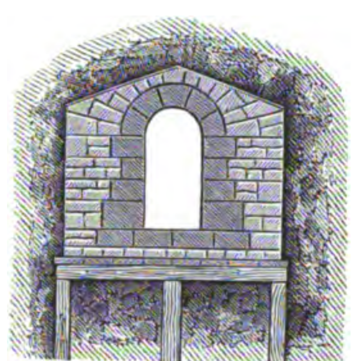


Fig. 362. Siel-Querschnitt.

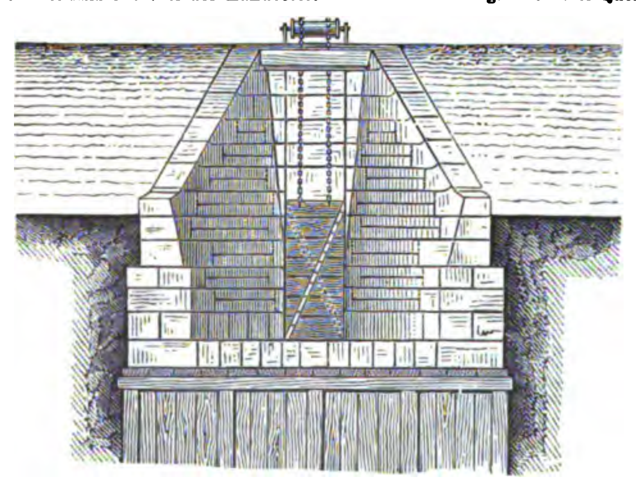


Fig. 363. Siel-Ansicht von der Wasserseite.

fundiert. Zu der Fig. 361, deren altes Klichee aus Sparsamkeitsrücksichten wieder verwendet wurde, ist zu bemerken, daß die Böschungen des in der Figur ersichtlichen Grabens viel zu steil gezeichnet erscheinen, daher auch die Steindeckschar der Auslaufstirne in natura länger ausfallen würde.

b) Stauanlagen im Flusse.

Die zur Erzielung einer Hebung des Wasserspiegels im Flusse — einer Aufstauung desselben — notwendigen Bauten können entweder Stauwehre oder Stauschleusen sein.

1. Stauwehre. Jedes Stauwehr besteht der Hauptsache nach aus dem eigentlichen Wehrkörper, einem aus Holz, Stein oder Beton wasserdicht hergestellten Unterbau, zumeist senkrecht auf den Flußlauf gestellt, dessen obere Kante der Wehrschweller oder die Wehrkrone genannt wird; daran anschließend das Vor- und Nachbeet (Sturzbeet), aus demselben Material hergestellte, den Übergang zur Ober- und Unterwasserflußsohle herstellende, ebene oder gekrümmte Flächen, endlich aus den beiderseitigen Wehrbacken oder Wehrflügeln. Man unterscheidet feste und bewegliche Wehre. Feste Wehre sind jene, bei welchen die Wehrkrone bereits in jener Höhe über der Flußsohle liegt, welche zur Erreichung einer bestimmten minimalen Stauhöhe notwendig ist. Der Wehrkörper mit Flügeln, Vor- und Nachbeet wird sohin ein starres Ganze, einen wasserdichten Querbau bilden, durch welchen der Wasserspiegel des Flusses oberhalb eine permanente (andauernde) Stauung erfährt. Die einfachste Form eines festen Wehres (für kleine Stauhöhen) aus Holz besteht aus einer Stauwand *m* (Fig. 364) aus Pfosten, welche sich an kurze Holzständer *n* anlehnen und in eine Stauschwelle *s* eingelassen sind; die letztere ist auf in den Boden eingerammten Pfählen aufgekämmt. Zum Schutze der Sohle unterhalb der Stauwand gegen Ausspülung durch das überstürzende Wasser ist ein genügend langes Sohlenpflaster angelegt. In Fig. 365 und 366 ist ein ähnliches einfaches Wehr aus Holz für größere



Fig. 364. Stauschwelle in Holzkonstruktion.

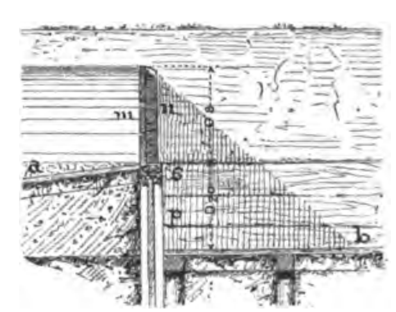


Fig. 365. Querschnitt.

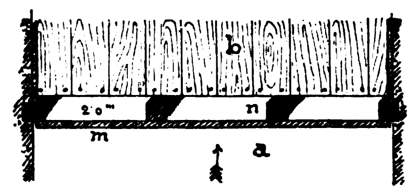


Fig. 366. Grundriß.

Einfaches Stauwehr in Holzkonstruktion mit festen Aufsätzen.

Stauhöhen im Querschnitt und Grundriß gezeichnet. Der eigentliche Wehrkörper besteht aus einer Spundwand *p*, auf welche ein Kappholz *s* aufgezapft ist, das den eigentlichen Wehrschweller bildet. Zur weiteren Erhöhung des Staues dient die Pfostenwand *m* mit 4 Ständern *n*; das Vorbeet *a* sowie das Sturzbeet *b* sind bedielt, letzteres überdies aus einem liegenden Pfahlrost bestehend.

Dauerhafter, jedoch teurer wird die Bauanlage, wenn sowohl der Wehrkörper *A* (Fig. 367) als auch die Wehrbacken *B*, welche mit der Böschung des Grabens gleich oder aber senkrecht auf der Wehrkrone *w* liegen können,

aus Quadermauerwerk oder aus Stampfbeton hergestellt werden. Zur Verhinderung gegen Unterspülung wird in allen Fällen, wo der Wehrkörper nicht auf Felsgrund fundiert ist, eine Spundwand *C* geschlagen werden (event. auch am Ende des Nachbeetes bei *F*), nebstdem noch eine Sicherung durch Bruchsteinpflaster *D* und *E* vor und hinter dem Wehrkörper erfolgen müssen.

Beweglich heißen diese Stauanlagen dann, wenn der erzielte Stau zeitweilig ganz oder zum Teil wieder aufgehoben werden kann. Da, wie im Kapitel über die Entwässerung bereits erwähnt, feste Stauanlagen zur Versumpfung der oberhalb gelegenen Grundstücke beitragen können, wenn infolge geringen Fluß- und Talgefälles und geringer Tiefenlage des Stauwasserspiegels unter Terrain auch der Grundwasserspiegel in einer für die Vegetation der Pflanzen ungünstigen Höhe unter Terrain permanent gehoben wird, so wird man zumeist bewegliche Stauanlagen errichten, um außerhalb der Wässerperioden eine rasche Trockenlegung bezw. Senkung des Grundwasserspiegels oberhalb der Wehre erzielen, endlich auch bei Hochwasser das ganze Flußprofil rasch öffnen zu können. Dies wird erfolgen, wenn wir die in Fig. 364 und 365 gezeichnete feste Bohlwand *m* abnehmbar machen. In diesem Falle nennen wir diese mobilen Stauwände sodann

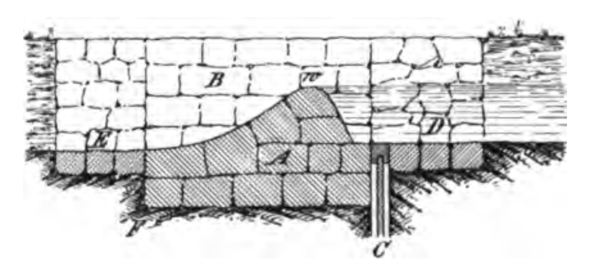


Fig. 367. Festes Wehr aus Quadermauerwerk.

2. Wehraufsätze. Bei geringen Bachbreiten wird die Konstruktion und Entfernung der Wehraufsätze eine höchst primitive sein. Anders verhält es sich bei größeren Flußbreiten.

Wenn von den teuren Konstruktionen in Eisen und überhaupt jenen Wehraufsätzen, die für sehr große Flüsse oder große Stauhöhen bestimmt sind, von vornherein abgesehen wird und nur die mehr oder weniger primitiven Holzkonstruktionen für kleinere Flüsse und Bäche einer Betrachtung unterzogen werden sollen, so sind es hauptsächlich folgende Bedingungen, welche dieselben zu erfüllen haben:

a) Die Wehraufsätze müssen bei herannahendem Hochwasser leicht und schnell zu entfernen sein, um einer Überschwemmung und den damit verbundenen Gefahren vorbeugen zu können, insoweit die Aufsätze eine solche überhaupt bewirken oder diese wenigstens vergrößern.

b) Diese Entfernung der Aufsätze soll mit einem Minimum an Arbeitskraft möglich werden, da im Momente der Gefahr nicht immer rasch mehrere Menschenkräfte zur Disposition stehen; welche Bedingung auch voraussetzt, daß diese Arbeit von einem Punkte des Ufers aus bewerkstelligt werden kann.

c) Das Umlegen oder Entfernen der Aufsätze muß auf die ganze Wehrlänge sicher vor sich gehen und nicht erst einer Nachhilfe von einem Kahn aus bedürfen, was wieder mehr Arbeitskräfte beansprucht, zeitraubend und bei größeren Hochwässern sehr gefährlich oder unmöglich ist.

d) Nach abgelaufenem Hochwasser oder überhaupt bei Bedarf einer vermehrten Stauhöhe muß die Aufrichtung dieser Aufsätze leicht und schnell geschehen können, um Zeit und Arbeitskraft zu ersparen.

e) Für jene Fälle, wo die ganze gesetzlich bewilligte Stauhöhe aus verschiedenen Ursachen seitens des Wasserwerksbesitzers zeitlich nicht gewünscht oder notwendig wird, soll an dem Wehr selbst eine Senkung des Vorlagswassers bewerkstelligt werden können, ohne die Beweglichkeit der ganzen Konstruktion zu stören.

f) Nicht nur soll die Neuherstellung der Konstruktion mit geringen Kosten verbunden sein, um sie auch dem unbemittelsten Wasserwerksbesitzer zugänglich zu machen, sondern soll es auch berücksichtigt werden, daß die Aufsatzbretter etc. bei Hochwasser nicht verloren gehen, d. h. die Erhaltungskosten minimale seien.

g) Die Konstruktion soll in gleicher Weise für ganz kleine Wehrlängen wie für breitere Flüsse durchführbar sein und eine Stauhöhe bis 63 cm (24") zulassen, welche Höhe so ziemlich das normale Maximum bei solchen Flüssen und Bächen bildet.

h) Eine Öffnung der Wehraufsätze durch unbefugte Personen darf gar nicht oder wenigstens nur schwer möglich sein.

Es würde zu weit führen, alle die bisher bestehenden primitiveren Konstruktionen von Wehraufsätzen anzuführen und ihre Wirkungsweise zu untersuchen. Es sei hier nur erwähnt, daß bisher noch keine derselben allen den vorstehend erwähnten Bedingungen entsprach, insofern sie dem Verfasser bekannt sind. Sie haben zumeist den Nachteil, daß ihre Lösung resp. Entfernung zeitraubend und umständlich ist, in noch erhöhterem Maße dies jedoch bei Wiederaufstellung derselben eintritt; daß ferner auch zum großen Teile die Aufsatzbretter bei einem bedeutenderen Hochwasser verloren gehen und daß endlich die Sicherheit der Funktionierung keine große ist und sie nicht immer oder doch nur unvollständig ein Öffnen des ganzen Durchflußprofiles ermöglichen, was überdies auch häufig bei komplizierteren Eisenkonstruktionen der Fall ist; Sand, Schotter, Holzwerk etc. können da sehr oft Ursache zum Versagen bilden, mit welchen Faktoren jedoch gerade bei Gebirgsflüssen gerechnet werden muß. Auch sind viele dieser Konstruktionen, besonders einige der Balkenaufsätze, an eine gewisse maximale Wehrlänge gebunden und lassen sich bei größeren Wehren nicht mehr anwenden. Der Verfasser glaubt nun durch nachstehende Konstruktion den eingangs erwähnten Bedingungen, wenn auch nicht in absolut vollkommenster, so doch genügenderer Weise entsprochen zu haben, als dies bei anderen derartigen Wehraufsätzen der Fall ist.

Dieses System beweglicher einfacher Wehraufsätze, welches sich für Höhen von 32—63 cm (12—24" = 1 oder 2 Pfostenbreiten) mit geringem Kostenaufwand herstellen läßt, bietet insbesondere die Möglichkeit, in sehr kurzer Zeit von einem Punkte des Ufers aus das ganze Durchschnittsprofil öffnen zu können, wobei hierzu bloß ein Mann benötigt wird, und den Vorteil, unter allen Umständen sicher funktionieren zu müssen. Eines speziellen Vorteiles, beim Wehr selbst die Höhe des Vorlagswassers beliebig reduzieren zu können, wo solches erwünscht, soll später Erwähnung geschehen.

In Fig. 368 ist die Konstruktion für 32 cm (12″) Aufsatzhöhe dargestellt, und zwar in einer bereits vollkommeneren Weise mit teilweiser Verwendung von Eisen. Das Brett B_1 wird durch den Wasserdruck einerseits an eine eiserne Spindel *a*, andererseits an die aus Flacheisen angefertigte Stütze *f* angepreßt; das zweite und nächstfolgende Brett lehnt sich rechts immer an das vorhergehende Brett an, während es links an der Stütze *f* einen Anhaltspunkt findet. Wird nun das erste Brett B_1 durch Emporziehen der Schraubenspindel *a*, welche, durch einen Ständer *A* und durch Führungshülsen *b* ge-

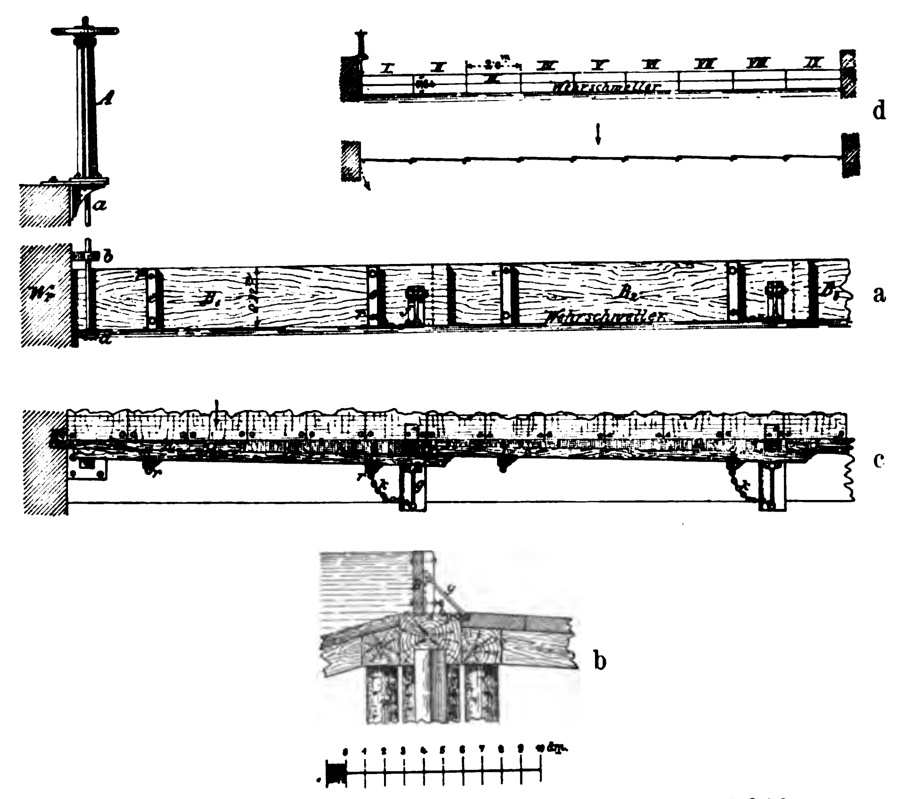


Fig. 368. Bewegliche Wehraufsätze für eine Pfostenhöhe (System Friedrich).

leitet, mittels eines transportablen Handrades bewegt werden kann, seiner Stütze daselbst beraubt, so wird der Wasserdruck ein Drehen des Brettes um den Ständer *f* bewirken, dadurch das Brett B_2 auf der rechten Seite frei werden und dieselbe Drehung wie B_1 vollführen; die in sehr kurzer Zeit auf die ganze Wehrlänge hin eintretende Drehung aller Aufsatzbretter bedingt aber ein sofortiges Herabströmen von Wasser über die Nachbettung des Wehres, infolgedessen die Aufsatzbretter auf diesem Wasser abschwimmen. Mit dem Aufsatzbrett nun ist durch eine Kette die eiserne Stütze *g* des Ständers *f* verbunden; durch den Zug des Wassers resp. des abschwimmenden Aufsatzbrettes wird nun diese Stütze ausgelöst und fällt der Ständer *f*, der sowohl mit *g* wie mit dem Wehrbacken scharnierartig verbunden ist, in die im Wehr-

schweller befindliche Vertiefung, wodurch das Wehr auf seine ganze Länge vollkommen frei gemacht erscheint. Da das Handrad der Schraubenspindel leicht abgenommen werden kann, so ist dadurch auch ein **unbefugtes** Öffnen der Aufsätze vom Ufer aus unmöglich gemacht. Um ein Drehen der Aufsatzbretter um so sicherer zu ermöglichen, sind die bezüglichen Hebelarme im Verhältnis von ca. 1 : 10 angeordnet. Sollen nun die Aufsatzbretter wieder aufgerichtet werden, was eben nur dann geschieht, wenn wieder Niederwasser eingetreten ist, in welchem Falle erst ein Stauen des Wassers sich als notwendig erweist, so wird zuerst die Spindel *a* herabgelassen und das Brett B_1 samt der Stütze *fg* aufgestellt, an welches sich dann alle andern Aufsatzbretter anreihen, welche Arbeit ebenfalls bequem von nur einem Manne bewerkstelligt werden kann. Um ein Heranziehen der auf dem Wehrnachbett liegenden Bretter leichter zu ermöglichen, ist bei *r* noch ein zweiter Ring angebracht, an welchem das Brett mittels Haken gefaßt werden kann; derselbe dient auch als Reservering, wenn der erste, an welchem die Kette befestigt ist, beschädigt sein sollte, in welchem Falle das Brett einfach umgekehrt und die Kette an den Reservering befestigt wird. Da das Brett B_1 an dem rechten

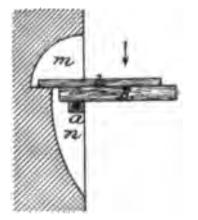



Fig. 369. Auslösespindel im Mauereinschnitt.

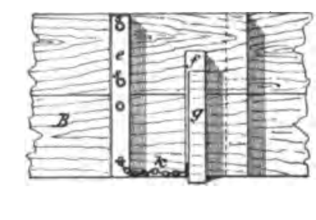
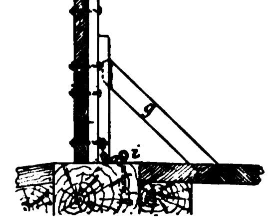



Fig. 370. Aufsätze mit hölzernen Stützen.

Wehrbacken nicht dicht anliegen darf, um sich an diesem nicht zu spießen, wenn die Spindel *a* gehoben wird, so ist, um an dieser Stelle eine Dichtung der Aufsätze zu erreichen, ein schwächeres Brett *h* eingeschoben, welches eventuell auch durch eine Kette mit dem Wehrbacken verbunden sein kann. Sollte die freistehende Spindel durch Eisgang, Treibholz etc. gefährdet erscheinen, so kann eine Anordnung Platz greifen, wie solche in Fig. 369 ersichtlich gemacht ist. Die Einschubleisten *e* dienen hier nur zur Verstärkung, bei 63 cm hohen Aufsätzen jedoch zur Verbindung der zwei mit Feder und Nut gedichteten Pfosten. Die Stützen *f* können in jenen Fällen, wo sie stehen bleiben können, durch einfache Holzständer, welche im Wehrschweller eingelassen sind, ersetzt werden (Fig. 370); ebenso kann bei kleinen Wehrbackenhöhen statt der eisernen Spindel eine Holzstange genommen werden, nur kann dann, wenn dieser Punkt leicht zugänglich ist, von unberufener Hand in böswilliger oder leichtsinniger Absicht eine Öffnung der Aufsätze vollzogen werden. Den Stützen *f* (Fig. 368) gibt man eine etwas von der Vertikalen abweichende Richtung, um ein besseres Anlehnen der Aufsatzbretter an diese bei noch nicht erfolgter Wasserspannung zu ermöglichen. Die Höhe h_1 dieser Stützen (Fig. 371) richtet sich nach der Maximalhöhe x jenes Überfallwassers, welches bei Mittelwasserständen über das Wehr geht und ein Entfernen der

Aufsätze nicht notwendig macht. Es soll $h_1 \geqq \frac{h+x}{2}$ sein, da bei kleinerem h_1 durch Hinaufrücken des Angriffspunktes des Wasserdrucks ein Drehen um die Stützenoberkante eintreten könnte, obwohl andererseits die Unverrückbarkeit des Brettes B_1 dies nicht leicht ermöglicht. Die Vorrichtung zum Lösen der Wehraufsätze kann natürlich auch in anderer Weise konstruiert werden, beispielsweise derart (Fig. 372), daß man die Spindel durch eine umklappbare Stütze S (in Holz oder Eisen) substituiert, welche durch einen Riegel R in der aufrechten Lage erhalten wird und der zurückgeschoben die Stütze S infolge des Wasserdruckes umklappen läßt. Die Auslösung kann auch automatisch geschehen durch einen innerhalb des Wehrbackens situierten Schwimmer (Fig. 373), der bei Erreichung einer gewissen Überfallshöhe des Wassers über die Wehraufsätze durch einen Hebel h eine Stange mit zwei Zapfen z auslöst, welche in Ringe des Aufsatzbrettes B eingreifen.

Oft ist es erwünscht, nicht immer die ganze gesetzlich zugestandene Stauhöhe am Wehre zu haben, d. h. eine Reduzierung der Vorlagswasserhöhe vorzunehmen. Ohne hierdurch die Wirkungsweise der Konstruktion

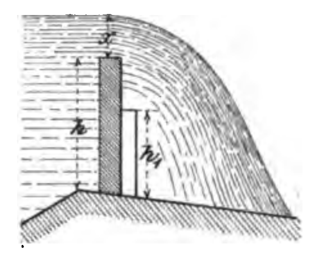


Fig. 371.

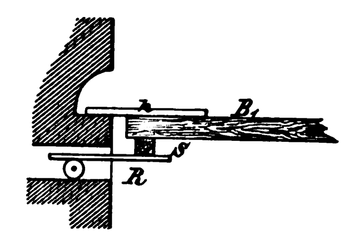


Fig. 372. Auslösung mit Schubriegel (Grundriß).

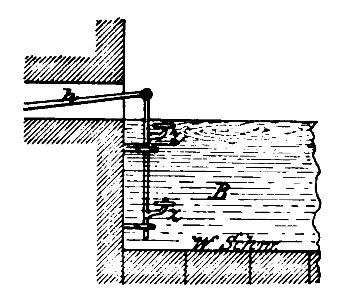
zu stören, kann dies auf mehrfache Art bewerkstelligt werden. Entweder hebt man, vom linken Wehrbacken angefangen (siehe Fig. 368 d), so viel Aufsatzbretter heraus, als zur bestimmten Senkung des Wasserspiegels notwendig sind, oder aber, da dieser Fall nur bei höheren Aufsätzen eintritt, teilt man das ganze System in zwei Hälften, so daß entweder bloß die obere Hälfte oder die ganzen Aufsätze entfernt werden können, wobei der Auslösungsmechanismus nur einer kleinen Änderung bedarf.

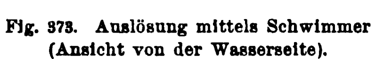
Es sind für diesen Fall die unteren zwei Zapfen z länger als die oberen zu machen, so daß bei einem Herablassen der Spindel zuerst die oberen und dann erst die unteren Aufsatzbretter ausgelöst werden. — Für den Fall der Anwendung einer umklappbaren Stütze, statt der Spindel, ist diese in zwei Teilen anzuordnen und durch zwei Riegel die Auslösung der einen Hälfte oder des ganzen Systems von Aufsätzen zu ermöglichen.

Statt, wie früher erwähnt, am linken Ufer eine oder mehrere Tafeln ganz herauszuheben, wodurch an dieser Stelle vielleicht der Wehrbacken Unterspülungen durch das auf eine Stelle konzentrierte Wasserabfluß-Quantum ausgesetzt würde, können auch zwei oder drei der mittleren Tafeln (Fig. 374) derart eingerichtet sein, daß die Einschubleisten geteilt sind und die obere

Aufsatzhälfte mittels Scharniere gegen die Wasserseite zu umgeklappt werden kann, was von einem Kahn aus leicht geschehen kann.

Aus Fig. 375 (a—d) ist die Konstruktion derartiger geteilter Wehraufsätze für 1 m Stauhöhe, wie solche für die Bewässerungsanlage in Rzimnitz (siehe diese) projektiert wurden, zu ersehen. Die Auslösespindel ist mit 4 Haken versehen, von denen die 2 oberen kürzer, die unteren länger sind (in der Figur irrtümlich gleich lang gezeichnet), und können durch Herabsenken derselben zuerst die 2 oberen Haken und damit die oberen Staubretter, sodann durch weiteres Senken auch die unteren 2 Haken aus den an den unteren Staubrettern befestigten Ösen (Ringen) ausgelöst werden. — In Fig. 375 c ist irrtümlich die Spindel auf den Wehrschweller aufstehend gezeichnet. Desgleichen soll in Fig. 375 a die Spindel über das Handrad um ein der Senkung entsprechendes Stück heraussehen. — In dem oberen Teile des Handrad-Ständers befindet sich die festgelagerte Schraubenmutter, so daß durch Drehen des an die Schraubenspindel aufgesteckten Handrades ein Heben oder Senken der Spindel bewerkstelligt werden kann.




Fig. 373. Auslösung mittels Schwimmer (Ansicht von der Wasserseite).

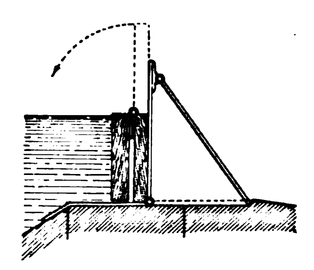


Fig. 374. Reduktion der Stauhöhe.

Zu den neuesten Konstruktionen von beweglichen Stauanlagen gehören unter anderen auch die 1902 von den vereinigten Maschinenfabriken Augsburg und Nürnberg (Zweiganstalt Gustavsburg) konstruierten Walzen-Wehre (siehe Zeitschrift des österr. Ingenieur- und Architekten-Vereins 1903, No. 50 und Deutsche Bauzeitung 1904, No. 5; ferner die Mainz 1905 von der Maschinenfabrik herausgegebene Beschreibung).

Statt der Wehraufsätze kann bei größeren Stauhöhen für Bewässerungszwecke ein

3. sogenanntes Nadelwehr mit Vorteil gebaut werden, wie solches in Fig. 376 in Holz projektiert erscheint. Aus dem 7,60 m breiten und 1,85 m tiefen Mühlgraben soll senkrecht darauf an einer passenden Stelle ein 1 m breiter und 1,15 m tiefer Hauptzubringer für eine Bewässerungsanlage abzweigen. Zu dem Zwecke der zeitweiligen Herstellung der entsprechenden Stauhöhen wird nun der Mühlgraben mit einer hölzernen Brücke (mit 1 Joch) überbrückt. An den gegen den Stromstrich gerichteten 25/20 cm Brückenträger, welcher schief angearbeitet ist, werden nun Stück an Stück („Mann an Mann") sogen. „Nadeln", das sind 2,75 m lange und 0,15 m breite

a Ansicht von der Unterwasserseite.

b Querschnitt.

c Aufhängevorrichtung am rechten Wehrbacken.

d Grundriß.

Fig. 375. Bewegliche Wehraufsätze (System Friedrich).

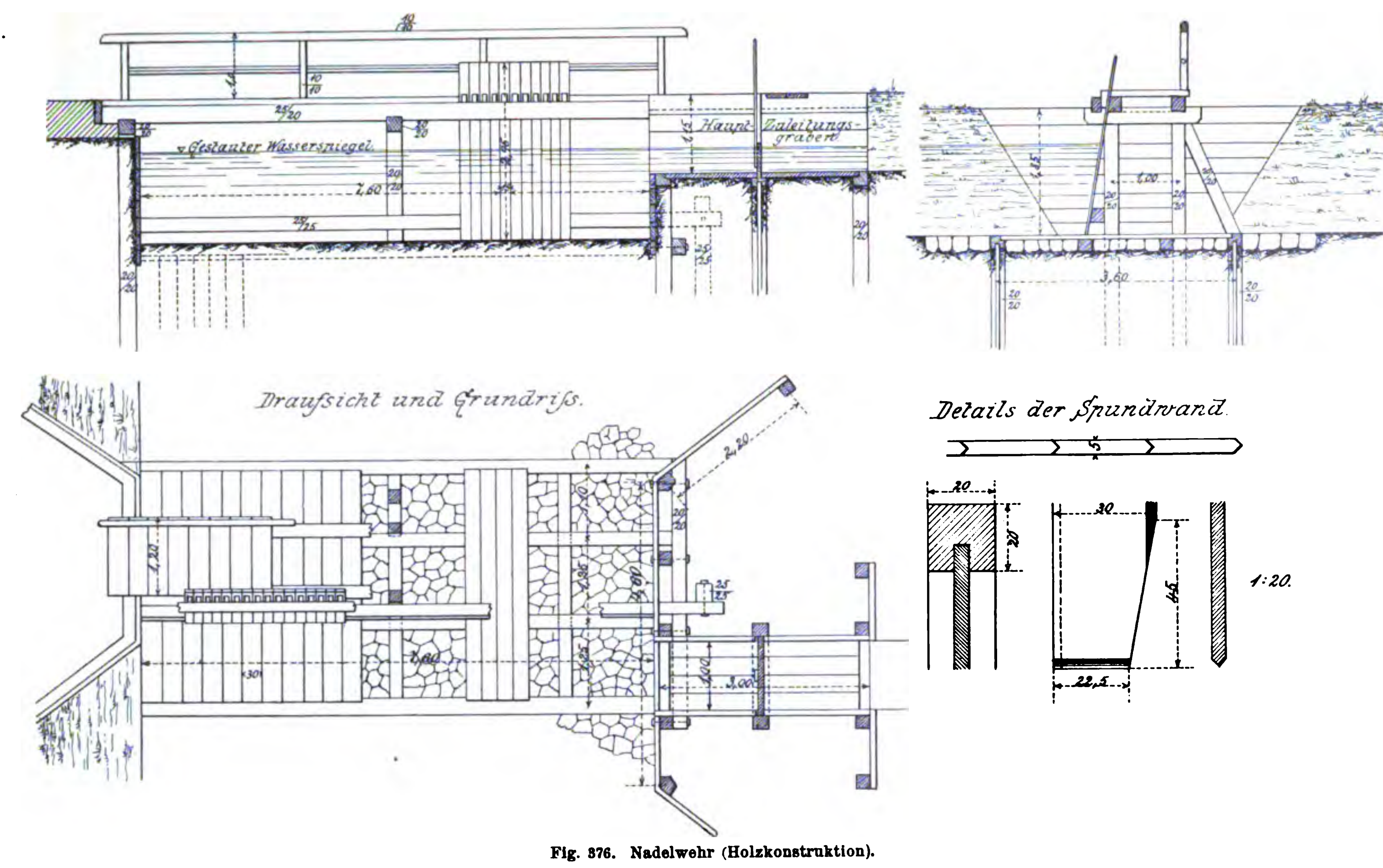


Fig. 376. Nadelwehr (Holzkonstruktion).

Holzpfosten, schief hinabgeschoben und in dieser Stellung durch einen nahe der Sohle befestigten, schief angearbeiteten Querbalken (28/25 cm) erhalten und an diesen durch den Wasserdruck angepreßt. In dem Maße, als durch die eingeschobenen Nadeln das Durchflußprofil verengt wird, wird auch ein Steigen des Wasserspiegels erfolgen und endlich die gewünschte Stauhöhe erzielt werden. Die Nadeln können auch verschieden geformt, ungefähr in der Mitte am stärksten, nach oben zu schwächer werdend, das obere Ende auch zu einem Handgriffe ausgearbeitet sein. Die Bedienung der Nadeln geschieht von der Brücke (Steg) aus. Zur Verhinderung der Unterspülung sind Spundwände geschlagen, die Sohle überdies durch einen liegenden ausgesteinten Rost versichert.

Der Vorteil der Nadelwehre liegt in der leichten Handhabung durch einen Mann, sowie in der Möglichkeit einer beliebigen Stauhöhenregulierung;

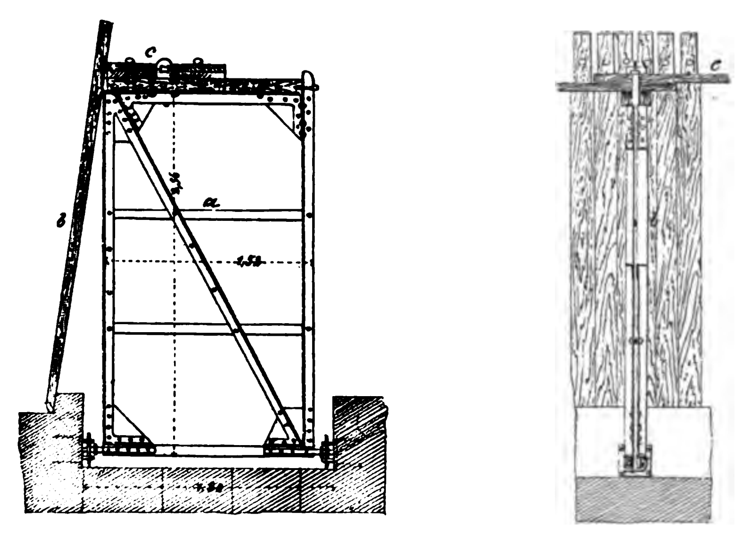


Fig. 377. Nadelwehr (Eisenkonstruktion).

einer der Hauptnachteile jedoch ist die nicht besondere Wasserdichtheit dieser Stauanlage, daher nur dort anwendbar, wo Wasserüberfluß vorhanden. Statt dieser einfachen Holzkonstruktion werden für große Wasserbau-Anlagen auch sehr elegant konstruierte eiserne Nadelwehre gebaut, von deren näheren Besprechung jedoch hier abgesehen werden kann, da diese Bauwerke in das Gebiet des allgemeinen Wasserbaues gehören. Als Type diene die Fig. 377. Längs der Wehrkrone sind eine Anzahl eiserner, umklappbarer Joche *a* montiert, auf welchen die Bohlen *c* liegen, an die sich die Nadeln *b* anlehnen. Durch Anziehen (Aufwinden) einer alle Joche verbindenden Kette können diese drehbaren Böcke (Joche) niedergelegt oder aufgerichtet werden. Zu den beweglichen Wehranlagen im weiteren Sinne des Wortes gehören endlich

4. die Stauschleusen, ganz ähnliche Stauvorrichtungen, wie die früher besprochenen Stauschleusen im Hauptzubringer, jedoch in viel größeren

Dimensionen, mit zumeist komplizierteren Aufzugsmechanismen und bedeutenderen Unterschieden zwischen Ober- und Unterwasserspiegel. Es sind dies eigentlich in den Fluß eingebaute Grundwehre, auf welchen statt der Wehraufsätze ein Schleusenwerk situiert wird. Die einfachste Art einer Stauschleuse ist aus Fig. 378 zu ersehen. Die ganze Breite des Flusses ist durch eine Anzahl von 0,8 m breiten und 1 m hohen, aneinandergereihten Handschützen absperrbar. Eine zweite Art der baulichen Durchführung zeigt Fig. 379, eine Stauschleuse mit 9,20 m Lichtweite in Holz mit gemauerten Widerlagern. Die Schützentafeln werden mittels Ketten und Wellbaum gehoben und gesenkt.

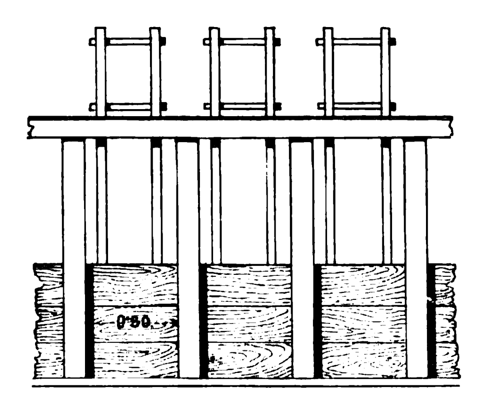
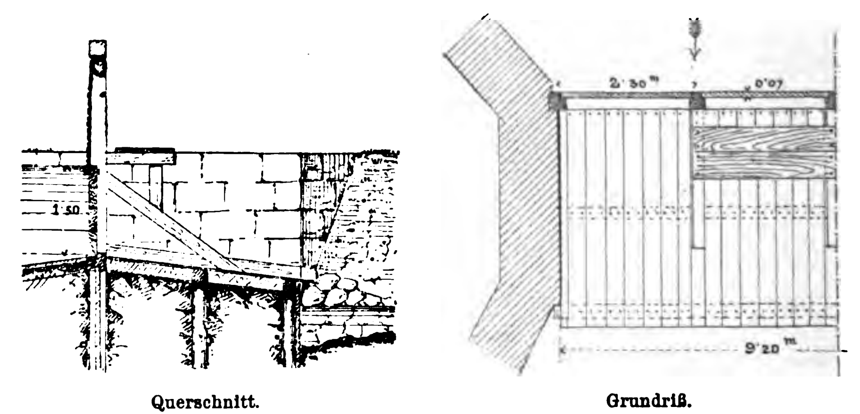


Fig. 378. Fiskalische Stauschleuse im Allerfluß.

Eine ähnliche Konstruktion zeigen Fig. 380 und 381, die alte Stauschleuse der Himmelreichwiesen-Bewässerung bei Forchheim (Bayern). Die Schleuse ist aus Holz gebaut, hat gemauerte Widerlager und besteht aus 13 Schützen von je 2,6 m Lichtweite. Die Kosten betrugen 6000 M. (7200 K ö. W.). Die normale Stauhöhe beträgt 1,20 m über dem Schützenpolster. Die Schützen sind von einem Steg aus zu bedienen, der jedoch nur längs 11 Schützenöffnungen stabil konstruiert ist; ein provisorisch gelegtes Staubrett vermittelt



Querschnitt. Grundriß.

Fig. 379. Hauptstauschleuse.

im Bedarfsfalle die Kommunikation zwischen der Landfeste (Widerlager) und dem Steg und wird wieder entfernt, um Unberufenen eine Manipulation mit den Schleusen nicht leicht zu ermöglichen. Die Schleuse selbst wird im Spätherbst abgeräumt, um durch eventuelle Eisstauungen die 100 m oberhalb gelegene Eisenbahnbrücke nicht zu gefährden, und Anfang Mai für die Sommerwässerung wieder aufgestellt. Eine stabile große Stauschleuse ist auf Tafel X abgebildet. Es ist dies die Stauschleuse in dem Okerflusse (Hannover) der

Müden-Nienhofer Bewässerungsanlage, welche im Jahre 1877 durch Baurat Heß in Hannover projektiert und im Jahre 1881 vollendet wurde.[1])

Zum Zwecke der Bewässerung wurde in der Oker eine große, in Eisen konstruierte Stauschleuse (Tafel X) eingebaut; da bei den höchsten Wasserständen der Oker das Hochwasser zum großen Teile direkt über die Wiesen in die Aller abfließt, so konnte die Durchflußweite der Schleuse derart vermindert werden, daß durch dieselbe eine Wassermenge von 67 m³ in der

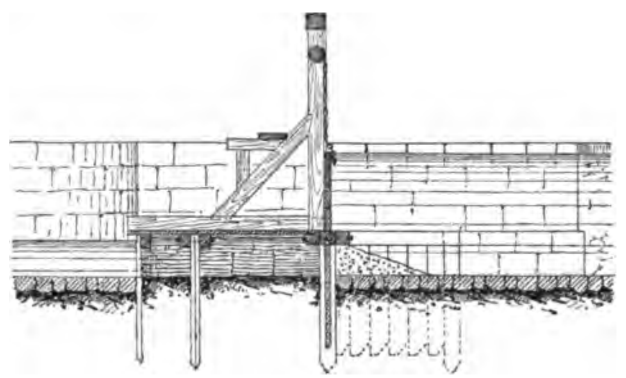


Fig. 380. Hauptstauschleuse (Querschnitt).

Sekunde, welche die Oker in ihrem Flußbette führen kann, abgeleitet werden konnte. Nach diesem wurde die Lichtweite der Schleuse mit zwei Öffnungen von je 9 m Breite bestimmt. Die Druckhöhe vor der Schleuse beträgt 0,05 m für ein Sekundendurchflußquantum von 75,6 m³; das Fundament der Schleuse besteht aus einer 1,3 m starken Betonschichte, auf welche Bruchsteinmauerwerk aufgesetzt wurde, das durch eine kräftige Quaderschar, die das Vorbett

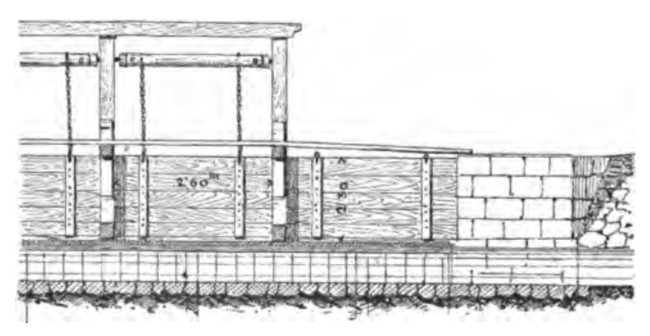


Fig. 381. Hauptstauschleuse (Ansicht talaufwärts).

und das nach einer Doppelkurve gekrümmte Nachbett bildet, seinen Abschluß fand. Das Fundament ist ringsum mit einer 20 cm starken Spundwand, welche des festen Baugrundes wegen mit einer Dampframme eingerammt werden mußte, umgeben. Die Landfesten und der Mittelpfeiler sind aus Bruchsteinmauerwerk hergestellt und mit Quadern armiert. Der Aufstau geschieht durch 1,18 m breite, 2,6 m hohe hölzerne Schützen, und zwar ist jede Öffnung

[1]) Siehe Friedrich, Die Bodenmeliorationen in Bayern und Hannover. Brünn 1885.

von 9 m Weite durch 7 Schützen abgesperrt, die durch je eine Zahnstange gehoben werden können. Die aus Flach- und Winkeleisen bestehenden eisernen 0,114 m breiten Griessäulen sind paarweise um eine unter der Brückenkonstruktion gelagerte horizontale Achse drehbar und können aufgezogen werden, so daß die ganze Öffnung frei wird. Die Kuppelung je zweier beweglicher Griessäulen mittels Diagonal- und Querstreben geschah zu dem Zwecke, um einerseits die Hebung derselben zu vereinfachen, andererseits, um ein besseres Anlegen an die auf der Schleusenkrone befindlichen Anschlagwinkel zu bewerkstelligen.

Die beiden Schleusenöffnungen sind wegen der Passage und Unterbringung des Aufzugsmechanismus mittels je dreier Haupt-Blechträger überbrückt, welche 9,89 m lang, 0,7 m hoch aus 10 mm starkem Blech hergestellt sind. In Entfernungen von 1,3 m, den beweglichen Griessäulen entsprechend, sind die Hauptträger durch je acht Querträger und mit Diagonalstreben (Andreaskreuze) entsprechend versteift. Da infolge der bedeutenden Aufzugs- resp. Konstruktionshöhe die Zahnstangen sehr lang wurden und bei gehobenen Schützen frei in die Luft ragend gefährliche Schwankungen erleiden würden, mußten Führungen mittels Leitrollen angeordnet werden, die wieder die Herstellung einer 4,3 m hohen eisernen Tragkonstruktion nötig machten, so daß die ganze Schleuse einen imposanten Eindruck auf den Beschauer ausübt. Das Gewicht einer Schützentafel und die zu überwindende Reibung erfordern einen Kraftaufwand von 3000 kg. Wegen der Gefährlichkeit bei herannahendem höheren Wasser infolge der großen Stauhöhe und durch die häufig notwendig werdende Manipulation mit den Schützen, bedingt durch das durch den Meinersen-Mühlenbetrieb hervorgerufene öftere Schwanken des Wasserstandes, war es erforderlich, daß die Öffnung der Schleuse nur durch einen Arbeiter (Aufseher) ermöglicht ist.

Die dreimalige Übersetzung mittels drei Zahnrädern, einem Wurmrad und der Schnecke ist für eine an der Handkurbel wirkende Kraft von 20 kg gerechnet, und überzeugte ich mich selbst von der wenn auch begreiflicherweise sehr langsamen, so doch leichten Handhabung des Aufzugsmechanismus. Die Eisenkonstruktion wurde durch die Hannoversche Maschinenbau-Aktiengesellschaft (vormals Egestorff) solid hergestellt und montiert. Die Preise der Eisenkonstruktion waren pro Kiligramm: für schmiedeeiserne Brückenträger, Querträger etc. 50 Pf., für gußeiserne Wehrplatten, Anschlagwinkel etc. 33 Pf., für die Aufzugswinden samt Zubehör 70 Pf. Die gesamten Baukosten des Schleusenwehres waren zu 86000 M. veranschlagt, beliefen sich jedoch auf 98600 M., weil das Einrammen der Spundpfähle wie die Beschaffung der stärkeren Pfähle, als ursprünglich bestimmt waren (indem weniger fester Boden vorausgesetzt wurde), bedeutende Kosten verursachte und weil die durch die Verhältnisse bedingte Inangriffnahme des Baues bei vorgerücktem Sommer 1879 erst die Vollendung im Herbst 1880 gestattete.

Als letztes Beispiel einer größeren Stauschleuse sei noch die Baunacher Schleuse im Itzflusse (Bayern) angeführt (Tafel XI), welche in der späteren Beschreibung der Baunacher Bewässerungsanlage näher besprochen werden soll.

Bei allen den eben besprochenen Stauanlagen und Schleusen sowohl wie bei anderen Wasserbauwerken muß neben einer äußerst soliden Bauweise dieser Objekte selbst insbesondere auch für eine gute Fundierung derselben, sowie auch dafür Sorge getragen werden, daß, im Fall ein Teil der Bauwerke tiefer als der Grund- oder Flußwasserspiegel zu liegen kommt, die Herstellung (Mauerung) desselben im Trockenen erfolgen kann, was bei den kleineren Objekten jedenfalls anzustreben ist. Zu diesem Behufe muß vor Beginn des Baues die Baugrube wasserdicht abgeschlossen werden, was durch

5. Fangdämme oder Spundwände oder durch Kombination beider erfolgen kann. Die Dichtung muß eine wasserdichte oder doch eine derartige sein, daß das noch durchsickernde Wasserquantum mit den einfachen Schöpfvorrichtungen (Handeimer, Baupumpe) bewältigt werden, also die Baugrube periodisch trocken gelegt werden kann.

Eine Fangwand besteht aus einer, ein Fangdamm (Fig. 382) aus zwei Reihen 1—1,5 m voneinander entfernter, bis max. 1,5 m über Terrain heraus-

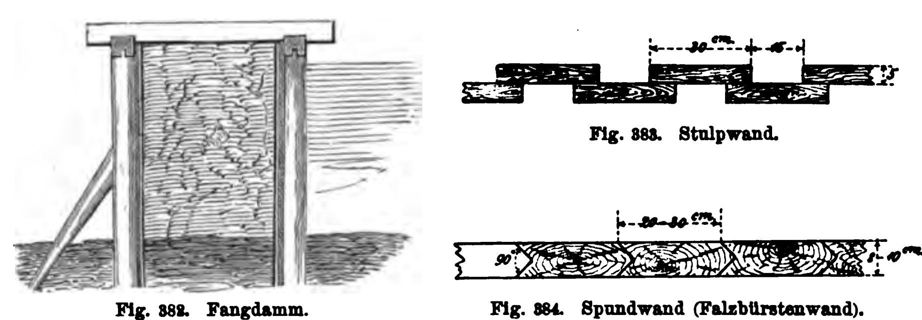


Fig. 382. Fangdamm. Fig. 383. Stulpwand. Fig. 384. Spundwand (Falzbürstenwand).

ragender, entsprechend tief eingerammter Piloten (Pfähle), welche oben durch einen aufgezapften Holm verbunden sind und welche mitunter noch gegen den späteren einseitigen Wasserdruck durch schiefe Streben abgesteift werden können. An diese Pilotenreihe lehnt sich nun eine Bretter- oder Pfostenwand an, die entweder aus sich übergreifenden Pfosten (Stulpwand, Fig. 383) oder aus Spundtafeln (Fig. 384) besteht, d. h. Pfosten, welche, entsprechend angearbeitet, einen dichten Verschluß erzielen. Diese Pfostenwand wird ca. 0,5—1 m tief in die Erde eingerammt und beim Fangdamm der Zwischenraum zwischen beiden Wänden mit möglichst wasserundurchlässigem Material ausgestampft (Fig. 382); bei niederen Fangdämmen kann die Wand auch aus 3—5 cm starken Brettern, welche horizontal übereinander gelegt werden, bestehen (siehe Fig. 386). Zur Versteifung beider Pfahlreihen werden auf die Holme in Entfernungen von je 2—3 m Holzzangen aufgekämmt (oder überplattet).

Man pflegt bei Wassertiefen t bis 2 m die Breite b des Fangdammes in der Regel gleich der Höhe zu geben und bei größeren Wassertiefen $b = \frac{t}{2} + 1$ m zu machen, event. einen zweiten niederen Fangdamm noch anzuschließen. Steht der Fangdamm nicht ganz frei, sondern schließt sich derselbe an das Ufer an, dann mnß derselbe entsprechend tief in das letztere eingebunden

werden. Diese Fangdämme werden nach Vollendung des Stauobjektes zumeist — wenigstens zum Teil — wieder entfernt. Für ganz geringe Wassertiefen und zum späteren Schutze gegen Unterspülung genügen statt der provisorischen Fangdämme definitive, genau nach der Grundrißform des Objektfundamentes eingerammte Spund- oder Pfahlwände, deren Oberkanten unter das Niederwasser zu liegen kommen. Die Spundtafeln können aus Pfosten, runden oder behauenen Pfählen oder aus Balken bestehen, welche vollkommen kantig behauen und mit Zapfen versehen sind (siehe Fig 384, 385, 387, 388 und 389). Die in Fig. 389 auf der rechten Hälfte gezeichnete

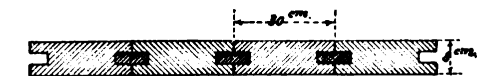
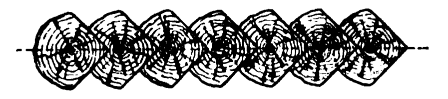


Fig. 385. Pfostenverschalung mit Feder und Nut.

Fig. 386. Einfache Pfostenwand.



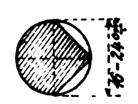


Fig. 387. Gespundete Pfahlwand.

spitze Verbindung ist schlecht, da dieselbe beim Einrammen abbricht, und müßte die auf der linken Hälfte dieser Figur gezeichnete Form gewählt werden. Die anzuempfehlendste Holzverbindung für Spund- und Pfahlwände ist jedoch die in Fig. 384 gezeichnete Form der rechtwinckligen Zuschrägung.

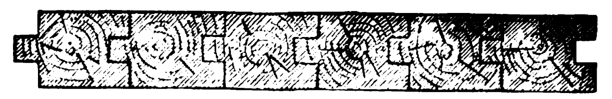


Fig. 388. Spundpfahlwand.

Der in den Boden eindringende Teil der Spundtafel muß entsprechend zugeschärft und bei steinigem Boden mit einem schmiedeeisernen Schuh armiert werden (siehe Fig. 390, 391, 392). Die Länge der Abschrägung am Bohlenende entspricht der 2—3 fachen Bohlenstärke. Bis 3 m Länge reichen 8 cm starke, bis 4 m Länge 10 cm starke Bohlen aus. Für jedes Meter Mehrlänge wird ca. 1 cm zur Bohlenstärke zugerechnet. Die Nagellöcher werden länglich hergestellt. Um die Spundtafeln *s* beim Einrammen in ihrer Richtung zu erhalten, werden sie zwischen zwei Leitzangen *z* (Fig. 393) eingetrieben, welche später wieder entfernt werden können. An den Ecken der Baugrube, bei größeren Ausmessungen derselben auch auf der Längs- und Querseite in Entfernungen von 2—4 m, werden sogen. Leitpfähle *a*



Fig. 389. Spundtafel- oder Falzbürstenwand.

zuerst eingerammt und dadurch die später einzubringende Spundwand in kürzere Abteilungen geteilt. Das Einrammen der Spundtafeln in jeder solchen Abteilung geschieht nun in der Weise, daß, geführt durch die Leitzangen *z*, welche provisorisch durch 2—4 m voneinander stehende Pfähle *p* gestützt

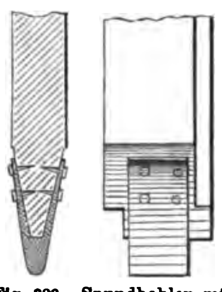
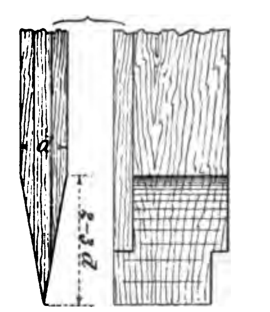


Fig. 390. Spundbohlen mit Schuh.



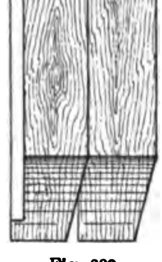


Fig. 391. Fig. 392. Spundbohlen ohne Schuh.

werden (Fig. 394), gleichmäßig von je 2 Leitpfählen gegen die Mitte zu immer 2 Spundtafeln *s* eingetrieben werden, so daß zuletzt in der Mitte ein Zwischenraum, zumeist von der normalen Spundtafelbreite abweichend, bleibt, in welchen die letzte entsprechend anzuarbeitende Spundplanke wie ein Gewölbeschlußstein eingetrieben wird, wodurch eine gute Verspannung erzielt wird. Beim Einrammen sollen die einzelnen Spundpfähle oder -Tafeln durchschnittlich immer auf gleicher Höhe stehen, also sukzessive jeder immer nur 0,6—0,8 m tief eingerammt werden.

Schließlich werden die eingerammten Spundplanken (Tafeln) oben horizontal abgeschnitten und als Verbindung aller Spundtafeln und Leitpfähle ein Holm *h* aufgesetzt und durch Eisenklammern befestigt. Die Spundtafeln können aus Fichten- oder Tannenholz, aus Föhren-, Buchen-, besser aus Erlen-, Lärchen- oder Eichenholz, am besten aus Ulmenholz in beliebigen Stärken, jedoch nie unter 8 cm, hergestellt werden. Das Holz ist im grünen Zustande zu verwenden, weil die Spundtafeln sonst im Untergrunde aufquellen.

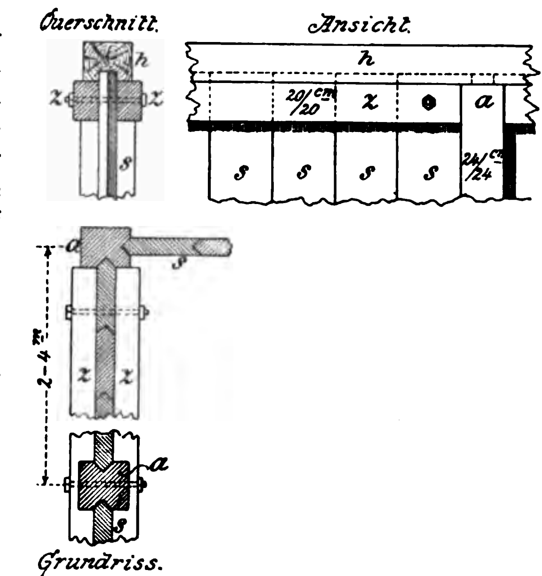


Fig. 393. Spundwand mit provisorischen Leitzangen.

Da nun die Baugrube entwässert und der Untergrund aufgeschlossen resp. die gewünschte Fundamentstiefe ausgehoben erscheint, muß untersucht werden, ob der Baugrund ein entsprechend tragfähiger ist. Ist das Bauwerk

groß bezw. hoch, also ein bedeutenderer Druck auf die Unterlage zu gewärtigen, dann wird es sich immer empfehlen, auf der ausgehobenen Fundamentsohle in jenen Fällen durch Bohrungen die Mächtigkeit der durch den Aushub aufgeschlossenen Erdschichte und die eventuelle Beschaffenheit der darunter

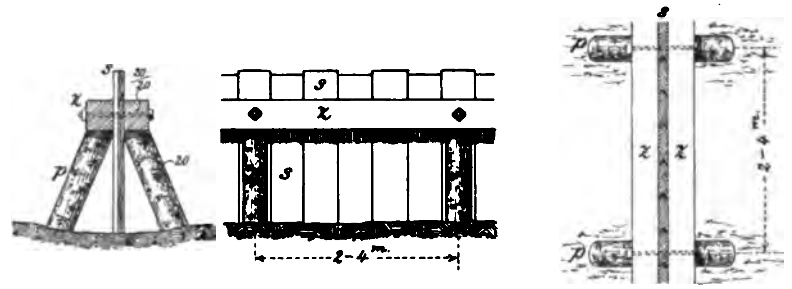


Fig. 394. Eintreibung der Spundplanken.

liegenden Schichte zu konstatieren, wo die aufgeschlossene Bodengattung an und für sich als tragfähig bezeichnet werden kann. Die zulässige Belastung des Baugrundes kann wie folgt angenommen werden:

Tabelle über die zulässige Belastung des Baugrundes.

Bodengattung.	Zulässige Belastung in Kilogramm pro m²	Anmerkung.
Alluvialboden und sandiger Lehmboden bis 70 % Sandgehalt	0,8—1,6	
Nasser Ton- (Letten-) Boden	1,6—2,2	
Fester Ton mit feinem Sand gemischt	4,0—5,0	
Blauer Letten, fester harter Mergel	5,4—8,7	
Fester Sand in Flußbuchten	5,0—6,0	
Sehr fester, dichter Sand und sandiger Kies bei Fundierungen im Trockenen	6,5—7,6	bei einer minimalen
Festgelagerter Kies	7,6—9,8	Mächtigkeit von
Felsboden	8,0—20,0	6 m.
Sandstein, in der Hand zerbröckelbar	1,6—1,9	

Viele Bauingenieure gehen noch unter diese Grenzen und nehmen für Erde 1 kg, für trockenen Lehm und Letten 2—3 kg, für festgelagerten Kies und Sand 4—5 kg und für Felsboden 7—10 kg pro cm². So schreibt die 1906 erschienene Verordnung des k. k. österr. Ministeriums des Innern, betreffend Fundierung von Straßenbrücken, nachstehende Maximalbelastungen des Baugrundes vor:

1. weicher Ton und sehr feuchter, feinkörniger Sandboden bis 1 kg;
2. Lehm, mittelfester Ton und mäßig feuchter oder stark tonhaltiger, jedoch trockener Sandboden bis 2 kg;
3. Tegel, fester Ton und trockener, wenig tonhaltiger Sandboden bis 4 kg;
4. festgelagerter, grober Sand, dann Kies und Schotter bis 6 kg.

Ist der Untergrund nicht genug tragfähig, so muß eine künstliche Fundierung vorgenommen werden. Dies kann dadurch erzielt werden, indem man

1. den Gesamtdruck des Bauwerkes auf eine größere Fläche verteilt, wodurch die Beanspruchung des Baugrundes pro cm² eine kleinere wird;
2. indem man den Druck auf eine tiefer liegende, widerstandsfähigere (tragfähigere) Bodenschichte überträgt.

Die zweite Fundierungsart wird dort, wo sie notwendig wird, dann in der Regel mit der ersten kombiniert. Die Verteilung des Druckes auf eine größere Fläche kann nun (immer die kleineren Wasserbauten des Kulturingenieurs berücksichtigend) durch eine 2 m starke gestampfte Sandschüttung, welche mit 2 kg pro cm² belastet werden kann, oder durch eine 0,50—1,0 m starke, die ganze Baugrube bedeckende Betonschicht oder endlich durch einen liegenden Rost bewerkstelligt werden. Betonfundamente können bis 1 m Stärke 4—5 kg pro cm² bei schwach komprimierbarem, dagegen nur 2,5 kg pro cm² bei nachgiebigerem Baugrunde tragen. Bei kleineren Objekten (Durchlässen) kann ausnahmsweise auch eine 30 cm starke Betonschichte statt eines 4fachen Ziegelpflasters genommen werden. Bezüglich der Behandlung der Betonfundierung wird auf das Kapitel „Stauweiherbauten" (II. Band) verwiesen. Der liegende Rost (auch Schwellrost genannt) besteht aus einem System parallel nebeneinander auf den planierten Untergrund in Entfernungen von 1,0—1,5 m (von Mittel zu Mittel) hochkantig gelegter Langschwellen (10/15—20/30 cm, je nach Belastung) (Fig. 395—397). Darüber senkrecht, zumeist in gleicher Entfernung oder 2,5—3 m voneinander liegend, gelegt und mit den Langschwellen überplattet kommt ein zweites System von gleichstarken Querschwellen (für unsere Objekte werden 15/20 cm Rosthölzer genügen). Die so entstehenden rechteckigen oder quadratischen Felder werden mit einem starken Trockenbruchsteinpflaster (hochkantig gestellt) gut ausgeschlichtet (ausgeschlagen). Der oberste Belag bildet eine Bedielung aus 5—8 cm starken Pfosten, welche mit hölzernen Nägeln an die Querschwellen befestigt werden. Auf diese Bedielung wird unmittelbar das Mauerwerk aufgesetzt.

Bei der Bestimmung der Tiefenlage dieses Rostes bei Brückenpfeilern etc. ist auf die eventuell zu gewärtigende Senkung des Niederwasserspiegels durch spätere Flußkorrektionen u. dergl. Rücksicht zu nehmen, so zwar, daß der Rost immer mindestens 0,30 m unter Wasser zu liegen kommt. Vorteilhaft erscheint es, den ganzen Rost mit einer entsprechend tief eingerammten Spundwand zu umgeben, um Unterspülungen vorzubeugen.

Schwellroste sollen mit max. 2 kg pro cm² belastet werden; die Bohlen sollen mindestens 5—8 cm, das Kantholz 20/20 cm stark, die quadratischen Felder von Mittel zu Mittel höchstens 1,2 m groß gemacht werden. Ist der aufgeschlossene Baugrund ein derartig schlechter, daß auch bei Anwendung eines liegenden Rostes eine Setzung zu befürchten ist, dann muß der Objektdruck auf eine tiefere, tragfähigere Schichte übertragen werden. Für unsere Zwecke erfolgt dies am rationellsten durch Piloten, Tragpfähle, welche genügend tief eingerammt werden, bis sie fest sitzen, auf welche sodann der früher beschriebene liegende Rost aufgekämmt wird. Diese ganze Fundierungsart pflegt man Pfahl- oder Pilotenrost zu nennen.

Die Piloten sind gerade gewachsene, bis 10 m lange, am dünneren Ende 20—30 cm starke, runde Fichten-, Kiefer- oder Lärchenstämme, welche,

unten zugespitzt, zumeist mit ihrem Wipfelende eingerammt werden. Die notwendige Länge der Pfähle wird durch einzuschlagende Probepiloten bestimmt. Die Zurichtung der Spitze erfolgt einfach in der in Fig. 398 gezeichneten Weise oder aber wird bei steinigem oder anderem sehr harten Lettengrund die Spitze mit einem — bei $d = 25$ cm starken Pfählen — beiläufig 5 kg schweren **Pilotenschuh** aus Schmiede- oder Gußeisen armiert (Fig. 399). Die entrindeten, oben glatt abgeschnittenen Pfähle werden zumeist mit einem heiß aufgezogenen konischen Kopfring (Fig. 400) armiert, um einer Zerquetschung des Kopfendes durch den herabfallenden Rammbär vorzubeugen. Die Brandmarken dienen gleichzeitig als Sicherung gegen den bei Akkordarbeiten oft beliebten Schwindel, die Piloten oben abzuschneiden und durch die Messung des herausstehenden Endes auf die eingedrungene Tiefe zu schließen. Die **mittlere Stärke** der Tragpfähle beträgt bis 3 m ca. 0,20—0,25 m und wird für jeden Meter Mehrlänge ein Zuschlag von ca. 2 cm gegeben. Auf einen Pfahl sollen ca. 0,8 m², bei Moorgrund bloß 0,6 m² Baugrundfläche entfallen und die

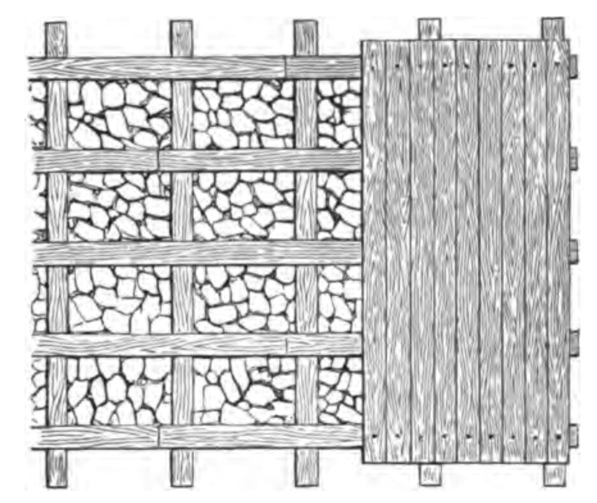


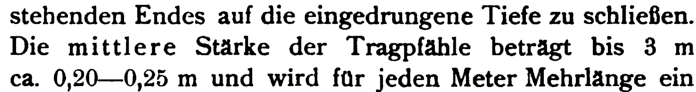
Fig. 395. Liegender Rost. Grundriß.

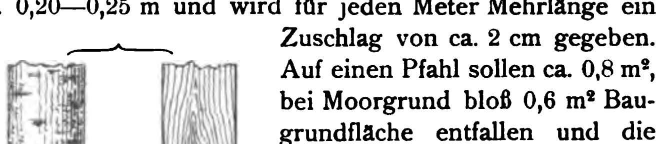


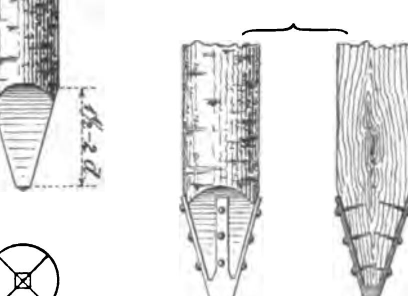
Fig. 396. Liegender Rost. Querprofil.



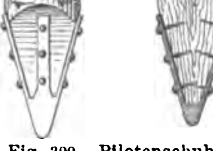
Fig. 397. Liegender Rost. Längenprofil.











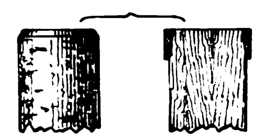


Fig. 398. Pilotenspitze. Fig. 399. Pilotenschuh. Fig. 400. Kopfring.

Belastung eines Pfahles, im Falle der Notwendigkeit größter Vorsicht, nicht mehr als:

bei $d_m = 25$ cm $P = 4000$ **kg = 4,0 t** (Tonnen),
bei $d_m = 35$ cm $P = 7500$ **kg = 7,5 t**

betragen, obwohl bei festerem Grund bei 3 kg pro cm² Boden-Belastung $P = 8000 \text{ cm}^2 \times 3 \text{ kg} = 24$ t und bei Moorgrund $P = 6000 \text{ cm}^2 \times 1 \text{ kg} = 6$ t als zulässige Tragfähigkeit einer Pilote resultiert; jedenfalls erscheint es zulässig, bei kleineren Objekten mit den kleineren Sicherheitskoeffizienten zu rechnen und obige Grenzen von 6—24 t zu akzeptieren.

Das Einrammen der Piloten wird bei kleinen Längen und kleinen Objekten mit Handrammen, zumeist jedoch mit Zugrammen besorgt. Dem Wesen nach besteht eine Zugramme aus einem 300—600 kg schweren Fallgewicht (zumeist aus Gußeisen), der R a m m b ä r oder Rammklotz genannt, welcher, zwischen zwei hohen hölzernen Balken (die L ä u f e r genannt) geführt, mittels eines 3—5 cm starken R a m m t a u e s in die Höhe gehoben und frei auf den Kopf der darunter stehenden Pilote fallen gelassen wird.

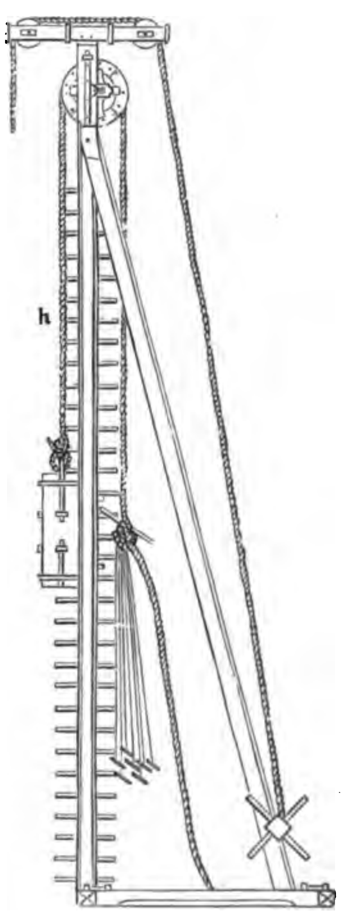


Fig. 401. Zugramme.

Fig. 401 zeigt die übliche Bauart einer Zugramme. Das Rammseil läuft über eine am oberen Ende des Rammgerüstes angebrachte Rolle von 50—75 cm Durchmesser und trägt auf dem einen Ende den Rammbär, während auf dem zweiten Ende mittels einer Schlinge die Zugleinen befestigt sind, an welchen die Arbeiter mittels Querhölzern anziehen können. Über der Seilrolle (Rammscheibe) ist ein doppelter Holzausleger (in Deutschland Trietzkopf genannt) angebracht, welcher 2 Rollen trägt, über welche ein zweites Seil, das P f a h l t a u, läuft, welches durch Vermittelung eines Haspels zum Aufziehen und Aufrichten der Piloten dient. Je nach dem Gewichte des Rammbären von 300—600 kg sind zur Bedienung der Ramme 18—40 Arbeiter erforderlich (auf je 50 kg Rammgewicht 3 Arbeiter). Die Hubhöhe des Rammbären (also die Fallhöhe) beträgt 1—1,6 m. Es werden in einer Tour (Hitze) gewöhnlich 25—30 Schläge gegeben, worauf eine Ruhepause von 2 Minuten erfolgt, so daß auf eine Stunde 10—20 Hitzen, pro Tag nach Abrechnung der Zeit für das Stellen und Richten der Pfähle und Versetzen der Ramme (ca. 3 Stunden) 100—170 Hitzen entfallen. Der Pfahl sitzt fest, wenn er bei 1,6 m Fallhöhe nach 100 Schlägen nicht mehr als 30 mm eindringt (nach anderen: bei 1,25 m Fallhöhe nach 30 Schlägen um 3 mm).

Das Gewicht des Rammbären wird im Verhältnis zu dem Gewichte des Pfahles gewählt, und zwar rechnet man 750 kg auf jeden Kubikmeter Pfahlholz. Piloten, welche beim Einrammen beträchtlich zur Seite ausweichen, müssen herausgezogen werden. Die Läufer sollen auch schief gestellt werden können, um gegebenen Falles auch Piloten schief einrammen zu können. Zum Einrammen schwächerer und kürzerer Piloten ($d = 15$—20 cm) bedient man sich einer Handramme, welche aus einem schweren Holzklotze mit eisernen Handhaben bestehen kann, und rechnet man bis 15 kg pro Arbeiter, so daß bei 4 Arbeitern das Gewicht der Handramme bis 60 kg betragen kann. Die Hubhöhe beträgt 0,6—0,9 m. Mit einer solchen Handramme können in gewöhnlichem Boden pro Tag 8 Stück Pfähle von $d = 20$ cm mit je 2 m Eindringungstiefe gerammt werden. Mit einer Zugramme können pro Minute 30 Schläge bei einem Gewichte des Bären von 500 kg und 1,2—1,5 m Fallhöhe durch 30 Arbeiter in Sandboden bei 12stündiger Arbeitszeit 10—15 m Rammtiefe erzielt werden. Die Anschaffungskosten einer solid gebauten Zugramme betragen ca. 600 K (500 M.).

Um die Anzahl der notwendigen Piloten zu bestimmen, wird man die Gesamtbelastung durch die zulässige Tragfähigkeit einer Pilote dividieren, über deren Größenannahme in der Praxis früher bereits Angaben gemacht wurden. Die maximale Tragfähigkeit wird gewöhnlich nach folgender Formel berechnet.

Bedeutet:

P die maximale Belastung der Pilote in Kilogrammen, welche dieselbe, ohne tiefer einzusinken, noch tragen kann,

q das Gewicht der eingerammten Pilote in Kilogrammen,

Q das Gewicht des Rammbären in Kilogrammen,

h die Fallhöhe in Millimetern,

$p = \frac{P}{m}$ die zulässige Belastung der Pilote in Kilogrammen, wobei

$m = 8$—4, je nach dem gewünschten Sicherheitsgrade, bedeutet,

l die Tiefe in Millimetern, um welche die Pilote bei Annahme der zulässigen Belastung p beim letzten Schlage noch eindringen darf,

so ist $P = \frac{h \cdot Q^2 \cdot q}{l(Q+q)^2}$, ferner $p = \frac{1}{m} \cdot \frac{hQ^2 \cdot q}{l(Q+q)^2}$ und $l = \frac{1}{m} \cdot \frac{hQ^2 \cdot q}{p(Q+q)^2}$.

Ist z. B. $h = 1{,}25$ m $= 1250$ mm, $Q = 400$ kg, ferner der 0,25 m im Mittel starke Pfahl 4 m tief eingerammt, somit sein Gewicht

$$q = 0{,}196 \text{ m}^3 \times 1000 = \text{rund } 200 \text{ kg}$$

(wobei 1000 kg als Gewicht von 1 m³ nassem Holz angenommen wurde), ist ferner $l = 0{,}1$ mm (bei 30 Schlägen um 3 mm), so erhalten wir:

$$P = \frac{1250 \cdot 400^2 \cdot 200}{0{,}1\,(400+200)^2} = 1100000 \text{ kg},$$

also für $m = 8$ ist $p = \frac{P}{m} = $ **137500 kg.** Würde nun das Bauobjekts-Mauerwerk beispielsweise ein Gewicht $G = 400$ m³ à 2500 kg $= 1000000$ kg besitzen, so würden nach dieser Berechnung $\frac{G}{p} = \frac{1000000}{137500} = 8$ Piloten aus

reichen. Da man jedoch die Felder des Rostes gewöhnlich 1,20/1,25 m, danach also auf die Pilotenmittel wählt, so würde bei Annahme einer Höhe des Objekts-Mauerwerkes von 4 m in vorliegendem Beispiel eine Fundamentfläche von 100 m² resultieren, d. h. es würden in Wirklichkeit 85 Piloten zur Verwendung gelangen, somit pro Pfahl $\frac{1000000 \text{ kg}}{85} = 11764$ kg wirkliche Belastung entfallen. Sollte jedoch die mit diesen Objekten verbundene Verantwortung eine ganz abnormal große sein, dann müßte $p = 4000$ bezw. 7500 kg als Grenze angenommen, also die Rostfelder noch kleiner, d. h. die Anzahl der Piloten größer gemacht werden.

Auf diese nun eingerammten Piloten, auf deren Köpfe Zapfen angeschnitten werden, wird nun in der früher geschilderten Weise der bedielte liegende Rost aufgezapft und die Felder mit Steinen gut verschlagen. Aus Fig. 402 und 403 ist im Grundriß und im Querschnitt die Konstruktion eines Pfahl- oder Pilotenrostes zu ersehen.

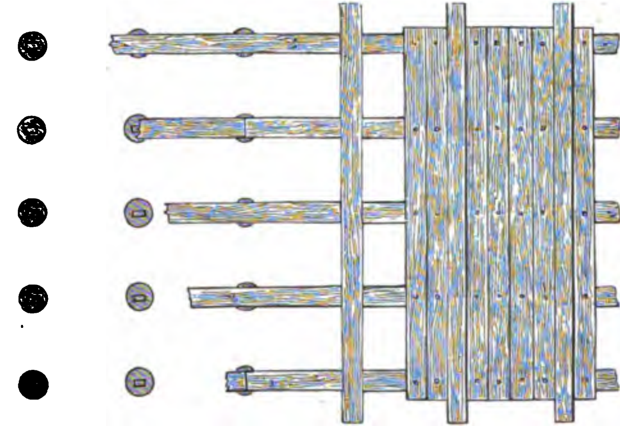


Fig. 402. Pfahlrost. Grundriß.

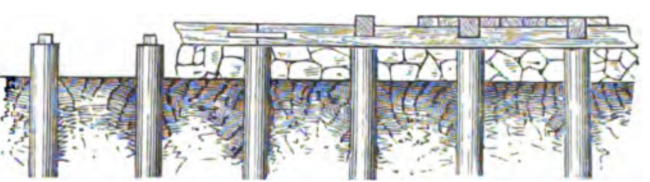


Fig. 403. Pfahlrost. Querprofil.

6. Berechnung der Stauweite bei Stauanlagen. Bei dem Bau neuer Stauanlagen für Bewässerungszwecke muß neben anderen Faktoren auch dem Umstande Rechnung getragen werden, daß durch den Aufstau keine Beeinträchtigung bereits bestehender Wasserrechte erfolgt. Eine solche würde beispielsweise in dem Falle eintreten, wenn der Rückstau bis in die Radstube einer oberhalb der neuen Stauanlage gelegenen Mühle reichen, das Wasserrad also „waten" würde, wodurch die Betriebskraft eine unter Umständen sehr wesentliche Reduktion erfahren möchte. Es wird also die Kenntnis der Stauweite für den Projektanten von großer Bedeutung sein.

Wie aus der Hydrodynamik (Hydraulik) bekannt, bildet der durch Einbau einer Stauanlage erzeugte Stauwasserspiegel keine ebene Fläche, sondern ist die erzeugende Kurve einer Hyperbel ähnlich, wobei die ungesenkte Wasserspiegellinie eine Asymptote zu dieser Kurve bildet. Zum Unterschiede von der ersten Annahme — einer hydrostatischen Stauweite — wollen wir die durch eine Kurve gebildete die hydraulische Stauweite nennen.

Nach der Eigenschaft der Asymptote wäre theoretisch die hydraulische Stauweite eigentlich unendlich groß; in der Praxis wird man jedoch jene Grenze ins Auge fassen, wo der Aufstau theoretisch wohl nicht gleich null, doch so klein ist, daß er praktisch vernachlässigt werden kann.

Rühlmann hat für die Berechnung dieser Stauweite nachstehende Formel entwickelt:

$$S = \frac{t}{J}\left[f\left(\frac{Z}{t}\right) - f\left(\frac{z}{t}\right)\right].$$

In diesem Ausdrucke bedeutet:

S die Staulänge (Stauweite) in Metern,

Z die Höhe des gestauten Wasserspiegels über dem ursprünglichen ungestauten am unteren Ende der Strecke S (also bei der Stauanlage),

z die Stauhöhe am oberen Ende der Stauweite S (also eine sehr geringe Größe) oder an irgend einem Zwischenpunkte,

t die Tiefe des ungestauten Wasserspiegels,

J das ursprüngliche Gefälle des ungestauten Wasserspiegels.

Wird nun $\frac{z}{t} = 0{,}01$ als eine für die Praxis vernachlässigbare Größe angenommen, so erhalten wir:

$$S = \frac{t}{J}\left[f\left(\frac{Z}{t}\right) - f\,(0{,}01)\right].$$

Es bedeuten ferner $f\left(\frac{Z}{t}\right)$ und $f\left(\frac{z}{t}\right)$ Funktionen der Größenverhältnisse z und t, wobei $f\left(\frac{Z}{t}\right)$ bezw. $f\left(\frac{z}{t}\right)$ in nachstehender, Rühlmanns Hydromechanik entnommenen Tabelle (Seite 357), in welcher einige Druckfehler korrigiert wurden, zu finden ist.

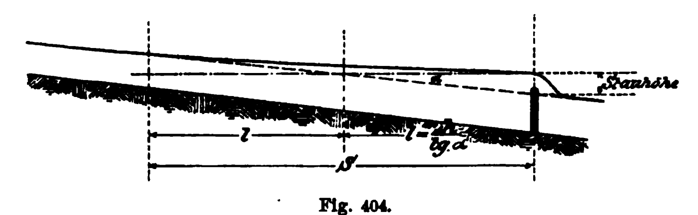


Fig. 404.

Ist das Gefälle nicht sehr stark, so kann man für die meisten Fälle der Praxis die hydraulische Stauweite S gleich der doppelten hydrostatischen Stauweite l nehmen, also $S = 2\,l = \frac{2\,h}{tang.\,\alpha}$, d. h. annähernd ist die hydraulische Stauweite gleich der doppelten Stauhöhe, dividiert durch das Gefälle des ungestauten Wasserspiegels $J = \frac{1}{n} = tang.\,\alpha$.

Beispiel. In einem Flusse mit $J = \frac{1}{500} = 0{,}002$ Gefälle und einer Wassertiefe $t = 0{,}6$ m soll durch ein Wehr der Wasserspiegel um $Z = 2{,}0$ m gestaut werden.

a) In welcher Entfernung vom Wehr hört der Stau nahezu auf, d. h. ist $z = 0$, oder wie groß ist die Stauweite S?

Tabelle für die Berechnung der Stauweiten
(nach Prof. Dr. Rühlmann).

$\frac{Z}{t}$	$f\left(\frac{Z}{t}\right)$	$\frac{Z}{t}$	$f\left(\frac{Z}{t}\right)$	$\frac{Z}{t}$	$f\left(\frac{Z}{t}\right)$	$\frac{Z}{t}$	$f\left(\frac{Z}{t}\right)$	$\frac{Z}{t}$	$f\left(\frac{Z}{t}\right)$	$\frac{Z}{t}$	$f\left(\frac{Z}{t}\right)$
0,010	0,0067	0,200	1,1361	0,390	1,4962	0,580	1,7714	0,770	2,0132	0,960	2,2380
0,015	0,1452	0,205	1,1479	0,395	1,5041	0,585	1,7781	0,775	2,0193	0,965	2,2438
0,020	0,2444	0,210	1,1595	0,400	1,5119	0,590	1,7848	0,780	2,0254	0,970	2,2496
0,025	0,3222	0,215	1,1709	0,405	1,5197	0,595	1,7914	0,785	2,0315	0,975	2,2554
0,030	0,3863	0,220	1,1821	0,410	1,5275	0,600	1,7980	0,790	2,0375	0,980	2,2611
0,035	0,4411	0,225	1,1931	0,415	1,5353	0,605	1,8046	0,795	2,0435	0,985	2,2668
0,040	0,4889	0,230	1,2040	0,420	1,5430	0,610	1,8112	0,800	2,0495	0,990	2,2725
0,045	0,5316	0,235	1,2148	0,425	1,5507	0,615	1,8178	0,805	2,0555	0,995	2,2782
0,050	0,5701	0,240	1,2254	0,430	1,5583	0,620	1,8243	0,810	2,0615	1,000	2,2839
0,055	0,6053	0,245	1,2358	0,435	1,5659	0,625	1,8308	0,815	2,0675	1,100	2,3971
0,060	0,6376	0,250	1,2461	0,440	1,5734	0,630	1,8373	0,820	2,0735	1,200	2,5075
0,065	0,6677	0,255	1,2563	0,445	1,5809	0,635	1,8438	0,825	2,0795	1,300	2,6179
0,070	0,6958	0,260	1,2664	0,450	1,5884	0,640	1,8503	0,830	2,0855	1,400	2,7264
0,075	0,7222	0,265	1,2763	0,455	1,5958	0,645	1,8567	0,835	2,0915	1,500	2,8337
0,080	0,7482	0,270	1,2861	0,460	1,6032	0,650	1,8631	0,840	2,0975	1,600	2,9401
0,085	0,7708	0,275	1,2958	0,465	1,6106	0,655	1,8695	0,845	2,1035	1,700	3,0458
0,090	0,7933	0,280	1,3054	0,470	1,6179	0,660	1,8759	0,850	2,1095	1,800	3,1508
0,095	0,8148	0,285	1,3149	0,475	1,6252	0,665	1,8823	0,855	2,1154	1,900	3,2553
0,100	0,8353	0,290	1,3243	0,480	1,6324	0,670	1,8887	0,860	2,1213	2,000	3,3594
0,105	0,8550	0,295	1,3336	0,485	1,6396	0,675	1,8951	0,865	2,1272	2,100	3,4631
0,110	0,8739	0,300	1,3428	0,490	1,6468	0,680	1,9014	0,870	2,1331	2,200	3,5664
0,115	0,8922	0,305	1,3519	0,495	1,6540	0,685	1,9077	0,875	2,1390	2,300	3,6694
0,120	0,9098	0,310	1,3610	0,500	1,6611	0,690	1,9140	0,880	2,1449	2,400	3,7720
0,125	0,9269	0,315	1,3700	0,505	1,6682	0,695	1,9203	0,885	2,1508	2,500	3,8745
0,130	0,9434	0,320	1,3789	0,510	1,6753	0,700	1,9266	0,890	2,1567	2,600	3,9768
0,135	0,9595	0,325	1,3877	0,515	1,6823	0,705	1,9329	0,895	2,1625	2,700	4,0789
0,140	0,9751	0,330	1,3964	0,520	1,6893	0,710	1,9392	0,900	2,1683	2,800	4,1808
0,145	0,9903	0,335	1,4050	0,525	1,6963	0,715	1,9455	0,905	2,1742	2,900	4,2826
0,150	1,0051	0,340	1,4136	0,530	1,7032	0,720	1,9517	0,910	2,1800	3,000	4,3843
0,155	1,0195	0,345	1,4221	0,535	1,7101	0,725	1,9579	0,915	2,1858	3,500	4,8914
0,160	1,0335	0,350	1,4306	0,540	1,7170	0,730	1,9641	0,920	2,1916	4,000	5,3958
0,165	1,0473	0,355	1,4390	0,545	1,7239	0,735	1,9703	0,925	2,1974	4,500	5,8993
0,170	1,0608	0,360	1,4473	0,550	1,7308	0,740	1,9765	0,930	2,2032	5,000	6,4020
0,175	1,0740	0,365	1,4556	0,555	1,7376	0,745	1,9827	0,935	2,2090		
0,180	1,0869	0,370	1,4638	0,560	1,7444	0,750	1,9888	0,940	2,2148		
0,185	1,0995	0,375	1,4720	0,565	1,7512	0,755	1,9949	0,945	2,2206		
0,190	1,1119	0,380	1,4801	0,570	1,7589	0,760	2,0010	0,950	2,2264		
0,195	1,1241	0,385	1,4882	0,575	1,7647	0,765	2,0071	0,955	2,2322		

b) Wieviel beträgt die Stauung z in einer Entfernung von 500 m oberhalb des Wehres?

ad a. Wir erhalten:

$$S = \frac{0,6}{0,002}\left[f\left(\frac{2}{0,6}\right) - f\left(\frac{0}{0,6}\right)\right],$$

und da $f\left(\frac{0}{0,6}\right) = 0$ ist, so wird $S = 300 \,.\, f(3,33)$. Aus der Tabelle entspricht für $\frac{Z}{t} = 3,33$ das $f\left(\frac{Z}{t}\right) = 4,7192$; es ist somit $S = 300 \,.\, 4,7192 = 1415,76$ m oder rund $S = 1416$ m. Nach der allgemeinen (approximativen) Formel würde $S = \frac{2h}{J} = \frac{2 \,.\, 2}{0,002} = 2000$ m betragen.

ad b. Für die Stauweite $S = 500$ wird die Stauhöhe z aus der Gleichung gerechnet:

$$500 = \frac{0,6}{0,002}\left[f\left(\frac{2}{0,6}\right) - f\left(\frac{z}{0,6}\right)\right] = 300 \,.\left[4,7192 - f\left(\frac{z}{0,6}\right)\right],$$

daraus ist $f\left(\frac{z}{0,6}\right) = 3,0525$; diesem Wert entspricht, nach der Tabelle interpoliert, ein $\frac{z}{t} = 1,71$, oder, da $t = 0,6$, so ist $z = 1,71 \,.\, 0,6 =$ **1,026 m.**

c) Verwendung von Quell- und Drainagewasser für Bewässerungszwecke.

Das entsprechend gefaßte Quellwasser oder das aus den Auslaufobjekten einer Drainageanlage herausfließende Wasser wird aus den früher vorgeführten Gründen insbesondere der Erwärmung und Sammlung wegen in kleinen, in der Erde ausgehobenen Sammelteichen, Bassins etc. aufgespeichert und sodann mittels einer kleinen Handablaßschütze in den Wasserzuleitungsgraben eingelassen. Da die Quellen zumeist nur eine geringe Ergiebigkeit haben, so werden nur einzelne kleinere Grundstücke mit stärkerem Gefälle bewässert werden können; es werden also insbesondere die im Gebirge auf den Tallehnen entspringenden Quellen zur Bewässerung der unterhalb liegenden Bergwiesen benutzt werden. Statt der an anderen Orten bekannt gegebenen Art der Fassung solcher Quellen durch Trockenmauerung kann eine solche in primitivster Weise auch durch alte Fässer (ohne Boden) erfolgen, wenn die wasserführende Schichte seicht liegt, indem man dieselbe in den Boden

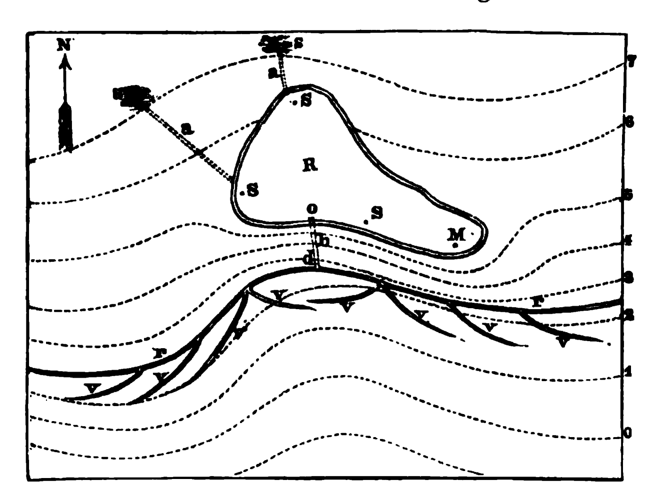


Fig. 405. Bewässerung von Gebirgswiesen durch Quellen.

eingräbt und zu unterst mit einer Schotterschichte ausfüllt. Das Wasser der in Fig. 405 in *S* und *M* entspringenden und zu fassenden Quellen kann nun in einen kleinen umdämmten Teich gefaßt werden, der bei *o* eine Ablaßschütze besitzt, aus welcher das Wasser durch den Zuleitungsgraben *b* in die Verteilgräben ***dr***, von hier in Rieselrinnen *v* einfließt und die Hangwiesen wild überrieselt.

3. Die Entnahme des Wassers aus Flüssen durch künstliche Hebung.

In allen Fällen, wo das zu bewässernde Terrain wesentlich höher als der Entnahme- (Fluß-) Wasserspiegel liegt und wo, durch verschiedene Umstände (z. B. fremder Besitz und mangelnde Bewilligung) bedingt, die Anlage einer Gravitationsleitung, eines Hauptkanales unausführbar oder zu kost-

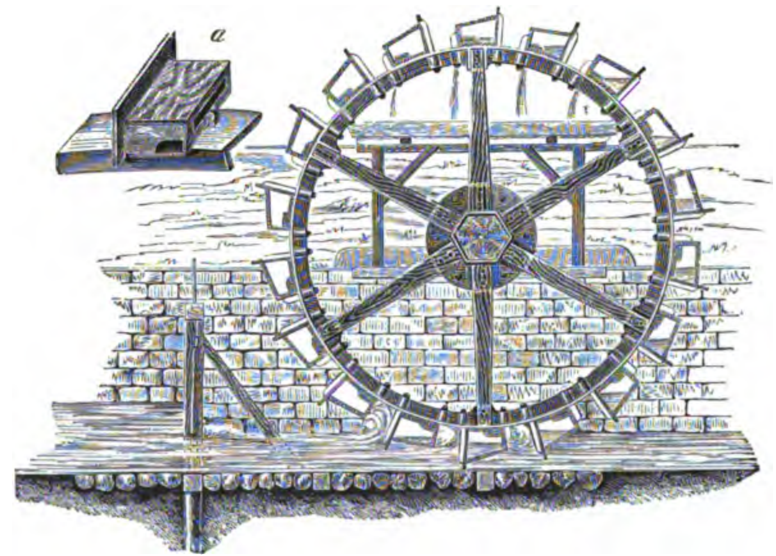


Fig. 406. Kastenschöpfrad.

spielig erscheint, wird man zur künstlichen Hebung des Wassers schreiten müssen. Da die Kapazität derartiger Wasserhebemaschinen eine immerhin geringe ist, so werden zumeist nur kleinere Bewässerungsanlagen durch mechanische Wasserhebung versorgt werden können. Die einfachste heute noch in Verwendung stehende Wasserhebemaschine ist für kleine Anlagen das Wasserschöpfrad. Eine einfache, in Deutschland übliche Form der Schöpfräder ist aus Fig. 406 zu ersehen. Außer in Gebirgsbächen mit großer Geschwindigkeit, wo die Stoßkraft des Wassers ausreicht, ein Wasserrad in Bewegung zu setzen, oder in Kanälen etc. wird zumeist ein kleiner Aufstau des Wassers erzeugt werden müssen, um durch eine höhere Ausflußgeschwindigkeit das unterschlächtige Schöpfrad betreiben zu können. In Fig. 406 ist der Einbau einer solchen kleinen Stauschleuse angedeutet, welche ebenso wie das Schöpfrad im Winter entfernt wird. Das 4—5 m im Durchmesser besitzende unterschlächtige Wasserrad besitzt Schaufeln, welche mit Schöpfkästchen (*a*) kombiniert sind. Das an die Schaufelfläche anstoßende Wasser

setzt einerseits das Rad in Bewegung, gleichzeitig fließt ein Teil durch den langen Schlitz in der Vorderseite des Schöpfkastens ein, wird in demselben gehoben und fließt, oben angekommen, durch die kleine, in der Seitenwand des Schöpfkastens angebrachte Öffnung in eine untenstehende Rinne ein, von welcher aus die Zuleitung zur Wässeranlage erfolgt. Die oberfränkischen 4—4,5 m großen Wasserschöpfräder im Wisenttale heben pro Sekunde 30 bis 35 Liter auf 4—4$^1/_2$ m Höhe und bewässern dortselbst je 4 ha. Die Kosten eines solchen Schöpfrades betrugen 800—1000 M.

Fig. 407 zeigt die photographische Ansicht eines neuen eisernen Schöpfrades in der Wiesent (fränkische Schweiz) der Wassergenossenschaft Reuth I.



Fig. 407. Eisernes Schöpfrad im Wiesenttale (Ober-Franken).

mit Aufzugsvorrichtung. Die Kosten betrugen 1750 M. Das Rad hat 4 m Durchmesser, liefert bei 0,75 m Umdrehungsgeschwindigkeit und 3,6 m Hubhöhe $Q = 18$ sl. und bewässert eine Fläche von 6 ha.

Fig. 408 zeigt ein eisernes Schöpfrad am Boise-Fluß in Idaho (U. S. A.) nach einer von Dr. Fischer 1901 erfolgten photographischen Aufnahme; der Durchmesser dieses Rades beträgt 29 Fuß = 9 m, die Wasserförderung bis ca. 1$^1/_2$ Kubikfuß = 50 sl., die durch dieses Rad bewässerte Fläche = 50 Acres = 20 ha (1 Acre = 0,405 ha).

Statt der Schöpfräder können ferner auch Paternosterwerke, Wasserschnecken oder Pumpen verwendet werden. Fig. 409 stellt die Anordnung des Betriebes einer Wasserschnecke durch einen Windmotor dar. Die Neigung der Mantelschnecke S kann durch die Reguliervorrichtung A nach dem variablen Wasserstande geändert werden. Der Windmotor treibt durch die Kegelradübersetzung K eine horizontal gelagerte Welle W, die wieder

durch ein 2. Kegelradpaar die Mantelschnecke in Rotation versetzt. Das gehobene Waßser wird in eine Holzrinne *r* ausgeworfen, welche als Hauptzubringer für die Bewässerungsanlage fungiert. Will man sich von dem variablen Betriebe des Windmotors mehr unabhängig machen, dann wird man das jeweilig gehobene Wasser zuerst in einem entsprechend großen Bassin (Kompensationsreservoir-Teich) sammeln, und aus diesem entsprechend hoch zu situierenden Sammelbecken den Hauptzubringer der Wässeranlage abzweigen lassen.

Im übrigen gilt bezüglich der früheren genauen Orientierung über Windhäufigkeit und Stärke das im Kapitel über Entwässerung bereits Gesagte.

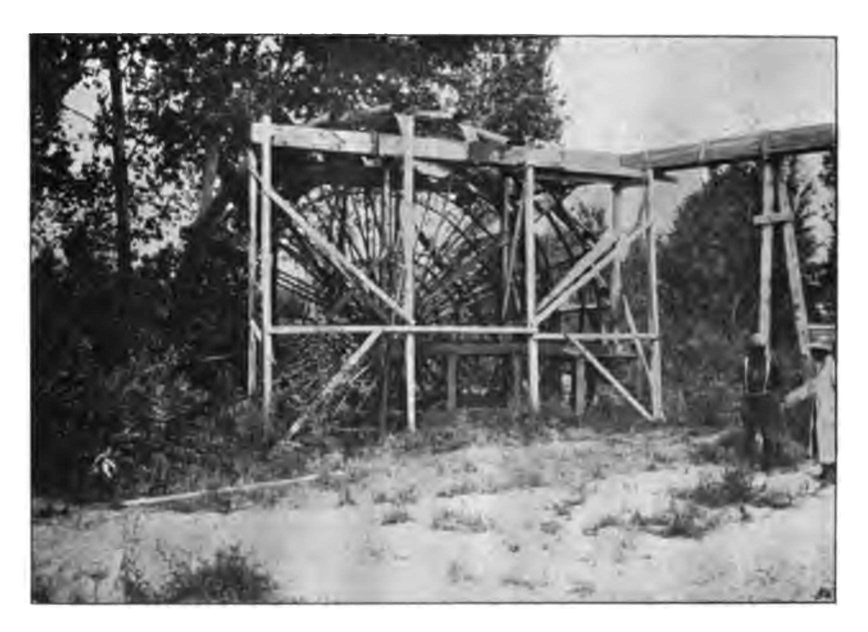


Fig. 408. Schöpfrad am Boise-Flusse in Idaho (U. S. A.).

Für kleine Anlagen kann in einem mit dem Flusse kommunizierenden oder durch Grundwasser gespeisten Brunnen eine doppeltwirkende Pumpe eingestellt und beispielsweise durch einen Göpel betrieben werden (siehe Fig. 410). Für größere Wasserquantitäten wird sich die Anlage einer Pumpstation mittels Zentrifugalpumpe, welche durch eine Lokomobile angetrieben wird, empfehlen. In Fig. 411 ist die Disposition einer solchen Anlage veranschaulicht, wobei das Saugrohr mit dem am unteren Ende versehenen Saugkorb und mit montiertem Fußsperrventil schief über die Flußböschung gelegt erscheint. Wie aus dieser Figur (durch punktierte Darstellung) zu ersehen, kann auch neben dem Flusse ein mit dem letzteren durch eine Rohrleitung verbundener, also kommunizierender Pumpbrunnen errichtet werden, aus welchem die Zentrifugalpumpe das Wasser hebt.

Statt eines Dampf- oder Windmotors kann das Pumpwerk bei kleinen Anlagen auch durch den Hebelmotor von Wodička (Fig. 412) betrieben werden.

Dieser von Ingenieur W. Wodička konstruierte und patentierte Kleinmotor dient zur Ausnützung von Wasserkräften mit Fallhöhen bis höchstens 1 m. Er besteht aus einem aus schwachen Winkeleisen und einem Stahlblech zusammengesetzten Doppelkonsolträger und einem darauf ruhenden rinnenförmigem Blechgefäß, welches durch eine Scheidewand in zwei symmetrische Hälften geteilt ist. Dieser Träger wird auf der verlängerten Achse *a* einer doppeltwirkenden Saug- und Druckpumpe befestigt. Der Wassereinlauf erfolgt durch einen knapp über der Scheidewand des Gefäßes angeordneten Schlitz im Boden des Zulaufgerinnes *Z*. In der Anfangslage *I* fließt das Wasser in die eine Gefäßhälfte und sammelt sich hier so lange, bis dessen Gewicht imstande ist, die Last zu überwinden, das heißt den Hub der Pumpe zu vollziehen. Während der Schwingung des Motors bis in die Endlage *III* verändert sich der Schwerpunkt dieses Wasserkörpers derart, daß in jeder Lage die Summe der statischen Momente der Kraft und des Eigengewichtes gleich ist dem Momente der Last. Wenn der

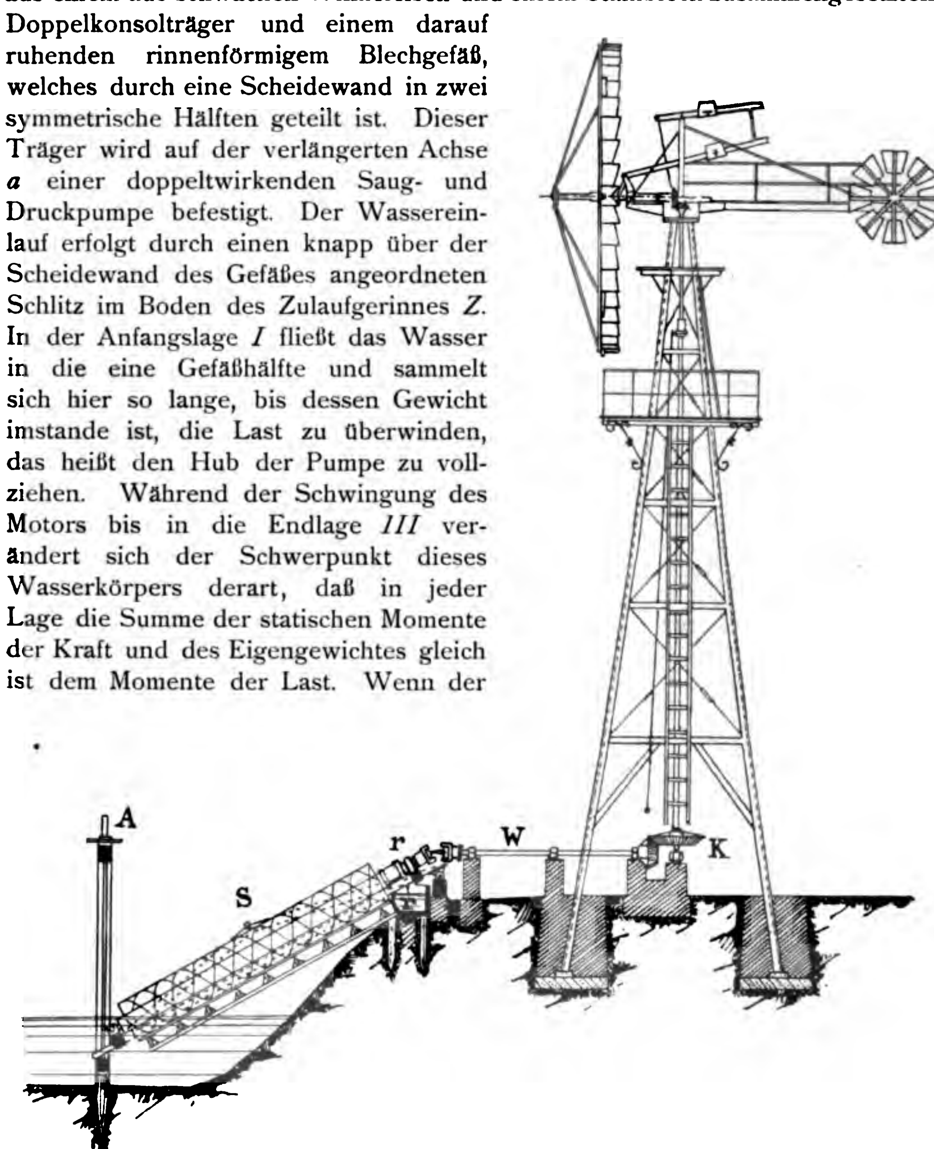


Fig. 409. Reinscher Windmotor für Bewässerungszwecke.

Träger die der Fallhöhe entsprechende Schwingung vollbracht hat, entleert sich die eine Gefäßhälfte durch den in der seitlichen Abschlußwand befindlichen Schlitz *o*; unterdessen füllt sich die andere Hälfte und das Spiel wiederholt sich.

Für die Berechnung des Motors gelten die nachstehenden Beziehungen. Das Gewicht je einer Hälfte des Motors sei G, der Schwerpunkt in den Lagen I, II und III sei S_1, S_2, S_3, die horizontalen Entfernungen desselben von der Achse L_1, L_2, L_3; das Gewicht des Wasserkörpers sei g, der Schwerpunkt s_1, s_2, s_3 und die Entfernungen l_1, l_2, l_3; die Last sei Q und der zugehörige Hebelarm a; es sollen dann theoretisch in den drei Lagen I, II und III die Momente gleich sein, nämlich:

$$M_1 = GL_1 + gl_1 - GL_3 = Qa.$$
$$M_2 = gl_2 = Qa.$$
$$M_3 = GL_3 + gl_3 - GL_1 = Qa.$$

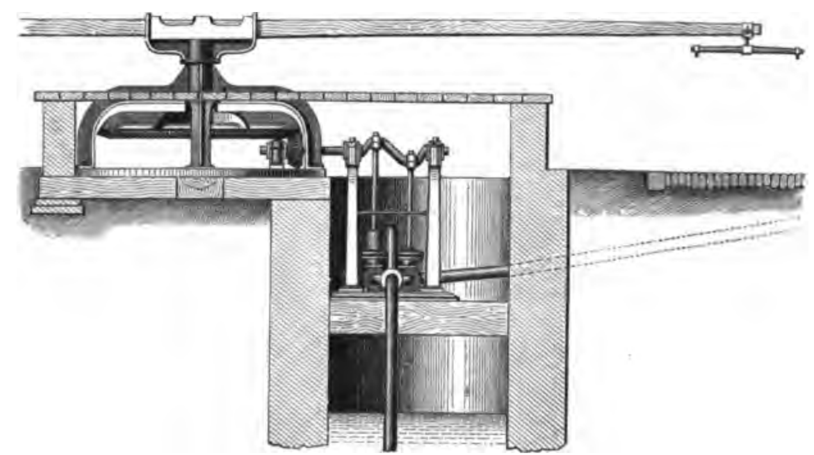


Fig. 410. Göpel zum Betriebe einer Pumpe.

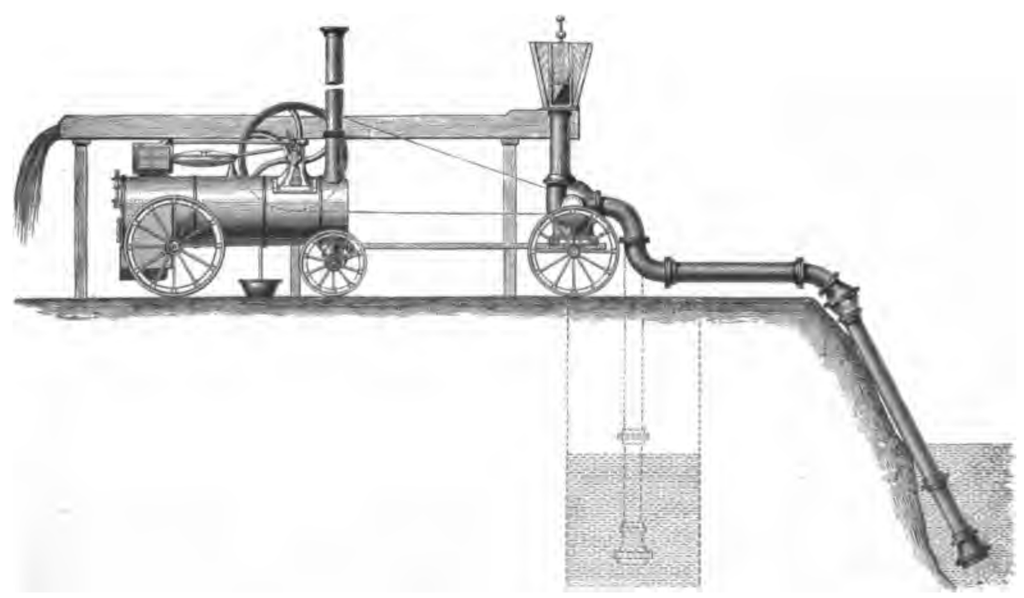


Fig. 411. Lokomobile mit Zentrifugalpumpe.

Tatsächlich kann jedoch M_1 kleiner sein als M_2, weil schon während der Füllung des Gefäßes die Bewegung eintritt, während das Moment M_2 namhaft größer sein muß, weil während der Bewegung gegen die Lage *III* hin ein Teil des Wassers ausfließt. Durch ein kleines Tiefer- oder Höhersetzen des Stützpunktes *t* kann nachträglich die den Reibungsverhältnissen der Pumpe entsprechende günstigste Lage eingestellt werden. Die Maschine ist an eine bestimmte Wasserzuflußmenge nicht gebunden; bei einem geringen Zufluß werden wenige, bei einem stärkeren mehr Pumpenhübe pro Zeiteinheit vollbracht. Die maximale Anzahl kann etwa mit 10 Doppelhüben pro Minute angenommen werden.

Wenn sehr wenig Wasser zufließt, so kann sich die Maschine in die Symmetrielage stellen, bevor noch das notwendige Wasserquantum *g* in das

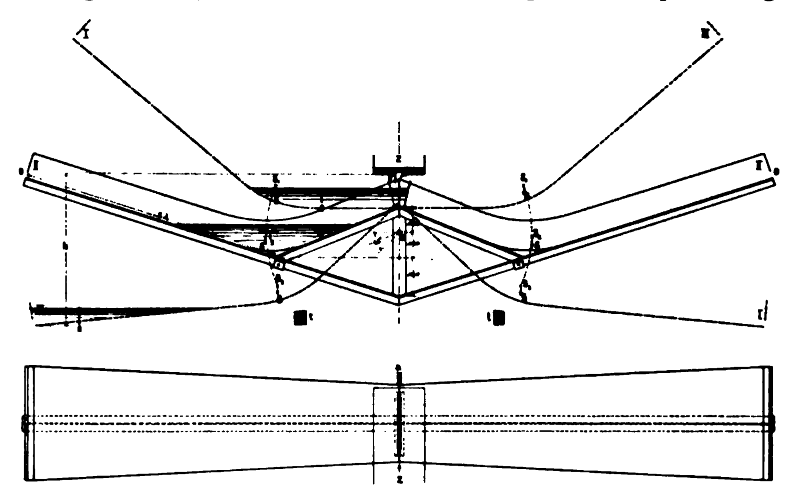


Fig. 412. Wodičkas Hebelmotor.

Gefäß gelangt ist; dann würde das Wasser in beide Gefäßhälften zugleich einfließen und der Betrieb wäre gestört. Um dies zu verhindern, sind auf beiden Seiten des Einlaufschlitzes zwei kurze, leicht pendelnde Messingblättchen *b* befestigt, welche an der Scheidewand des Gefäßes schleifen und sich erst dann auslösen, wenn das Gefäß über die Lage *II* hinaus gelangt ist.

Die effektive Leistung des Motors ist naturgemäß gleich der effektiven Leistung der Pumpe und diese kann im Mittel mit 75 % angenommen werden.

Im übrigen wird einerseits auf die Hebewerke und Motoren hingewiesen, welche im Kapitel über die Bodenentwässerungen bereits besprochen wurden, andererseits im Abschnitt über „Wasserversorgung der Ortschaften“ im II. Bande dieses Handbuches zur Behandlung gelangen.

II. Die Wassersammlung mittels Stauweiher.

Vergleicht man die in einer Gegend gefallenen Regenmengen, repräsentiert durch die gemessenen Jahresregenhöhen mit der Erntestatistik, so wird wohl im allgemeinen konstatiert werden können, daß speziell das Ergebnis der Heuernten in nassen Jahren ein günstigeres sein wird als in sehr trockenen

regenarmen Perioden. Wir werden jedoch auch finden, daß die Maxima der Heuerträgnisse durchaus nicht mit den Maxima der jährlichen Regenhöhen zusammenfallen. Wie in dem Eingange dieses Abschnittes bereits näher erläutert, wird nicht die Jahressumme, sondern die Art der Verteilung des Niederschlages in den für die Vegetationsentwicklung günstigsten Jahreszeiten neben anderen Faktoren (Wärme, Bodenbeschaffenheit etc.) einflußnehmend auf den Ernteertrag sein. Eine detaillierte Berechnung zwischen verfügbarem und notwendigem Wasserquantum wird ergeben, daß selbst in den regenärmsten Jahren (als Jahressumme aufgefaßt) genügend Wasser für die gedeihliche Entwicklung der Wiesen vorhanden, die Verteilung in den einzelnen Monaten jedoch oft eine sehr ungünstige ist. Wenn wir nun einen Ausgleich in der Weise anzustreben suchen, daß das Meteorwasser zur Zeit des Überflusses gesammelt wird, um es in trockener Vegetationszeit den Pflanzen zuführen zu können, dann werden wir sowohl einen durchschnittlich höheren wie insbesondere gesicherteren Ernteertrag erzielen können.

Ein solcher Ausgleich durch Wassersammlung kann durch Anlage von größeren Teichen, Stauweihern oder Gebirgsreservoiren erreicht werden; das sind Wasserbecken, welche nicht durch Aushub, sondern dadurch hergestellt werden, daß man ein Tal an einer passenden Stelle durch einen Abschlußdamm (aus Mauerwerk oder Erde hergestellt) — eine sogenannte Talsperre — abschließt und die letztere mit den entsprechenden Ablaß- und Überlaufobjekten ausstattet. Im II. Bande dieses Handbuches wird über den Bau der Stauweiher, welche neben der Irrigation auch noch anderen Zwecken dienen können, ausführlich gesprochen werden, aus welchem Grunde an dieser Stelle von jeder weiteren Behandlung, dieser Bauwerke Abstand genommen wird.

III. Die Verwendung der Abfallwässer zur Bewässerung der Grundstücke.

Bei den bisherigen Betrachtungen über den Düngewert des Bewässerungswassers wurde in erster Linie das an Fremdstoffen verhältnismäßig arme Wasser der Quellen, Bäche und Flüsse ins Auge gefaßt. Eine ganz andere Zusammensetzung weisen naturgemäß die Abwässer kanalisierter Städte und Ortschaften, sowie die industriellen Abfallwässer auf, deren Menge und Zusammensetzung mit dem Fortschritte der gesundheitstechnischen Ausgestaltung der menschlichen Ansiedelungen und dem industriellen Aufschwunge eine stetige Vermehrung bezw. Verschlechterung erfährt, während ihre Rückleitung in die fließenden Gewässer zu wachsenden Übelständen führt.

Nachdem es gerade meist Stickstoffverbindungen sind, die durch ihre Fäulnisfähigkeit den Abwässern einen überaus gefährlichen Charakter verleihen, andererseits aber wieder der Stickstoff einen besonders wertvollen Pflanzennährstoff darstellt und dem Kulturboden, als der Wohnstätte zahlloser Mikroorganismen, die Fähigkeit in hohem Grade innewohnt, die fäulnisfähigen organischen Komplexe in harmlose anorganische, durch die Pflanze direkt aufnehmbare Form überzuführen, ist man vielerorts daran gegangen, durch Verwendung der Abwässer zur Landbewässerung nicht nur eine Un-

schädlichmachung des Abwassers, sondern auch eine Nutzbarmachung seines Nährstoffgehaltes zu erzielen.

In dieser Kombination bietet nun aber die Lösung des Problemes eine Reihe von ganz bedeutenden und auch noch nicht vollständig überwundenen Schwierigkeiten und findet dasselbe in einem eigenen Kapitel des 2. Bandes dieses Handbuches eine spezielle Behandlung.

Wesentlich einfacher gestaltet sich die Sache, wenn bei der Landbewässerung mit Abwässern ausschließlich landwirtschaftliche Interessen in Frage kommen oder dieselben doch wenigstens der Reinigung gegenüber stärker in den Vordergrund gerückt werden dürfen (z. B. in Königsberg i. Pr. auf einzelnen der neueren Abteilungen der Pariser Rieselfelder). Ebenso verspricht die Landbewässerung mit verdünnten städtischen Abwässern, wie dieselbe an dem Bache Vettabia bei Mailand schon seit Jahrhunderten geübt wird und neuestens auch für die Bewässerung des ausgedehnten Landkomplexes des Hardtfeldes bei Mülhausen im Elsaß eingeführt wurde, ganz hervorragende wirtschaftliche Erfolge.

Leider sind diese Fälle, in denen der Landwirtschaft bei der Verwertung der Abwässer vollständig freie Hand bleibt, noch überaus selten. In der Mehrzahl der Fälle hingegen wird die Bewässerung mit städtischen oder industriellen Abwässern in erster Linie zum Zwecke der Unschädlichmachung geübt und der Landwirtschaftsbetrieb auf den Rieselfeldern dieser Hauptaufgabe vollständig untergeordnet.

Eine eingehendere Behandlung dieser Frage setzt ein vollständiges Vertrautsein mit den Eigenschaften der Abwässer nach Menge und Zusammensetzung voraus. Nachdem dies erst durch die Besprechung der Kanalisation der Ortschaften vermittelt werden kann, muß auch bezüglich der Details der landwirtschaftlichen Verwertung der Abwässer auf den 2. Band dieses Handbuches verwiesen werden.

C. Die Bewässerungssysteme.

Die Art der Aufbringung des Wassers auf die zu bewässernden Grundstücke kann mit Rücksicht auf den Zweck, die Menge des verfügbaren Wasserquantums, der Bodenbeschaffenheit in bezug auf die Oberflächengestaltung sowie auf die Zusammensetzung desselben, endlich mit bezug auf die Kulturgattung der Bewässerungsfläche sowohl im Prinzip wie in der technischen Baudurchführung eine sehr verschiedene sein. Dem Prinzip nach können wir im allgemeinen zwei Hauptgruppen der Bewässerung unterscheiden, und zwar 1. die Staumethoden und 2. die Rieselmethoden. Einen Übergang bildet die Stauberieselung. Im Detail bezüglich des Betriebes zerfallen die Staumethoden in drei Unterabteilungen, so daß im ganzen fünf verschiedene Bewässerungssysteme resultieren, und zwar:

I. die Rückstauung,
II. die Einstauung,
III. die Überstauung,
IV. die Stauberieselung und
V. die Berieselung,

sowie Kombinationen dieser Hauptsysteme. Wie aus diesen Bezeichnungen hervorgeht, wird es sich bei den ersten drei Systemen um die Einbringung eines ruhig stehenden Wasserkörpers, in dem vierten und fünften System um die Aufbringung einer in stetiger Bewegung befindlichen — fließenden — Wasserschichte auf die zu bewässernden Flächen handeln und die letztere Methode hauptsächlich nur zur Bewässerung von Wiesenland, die anderen Methoden jedoch auch zur Bewässerung anderer Kulturböden ihre Anwendung finden. Anschließend daran wären als Kombinationssysteme

VI. die Röhrenbewässerung und

VII. die drainierten Rieselwiesen (einschließlich des Petersenschen Systemes)

zu erwähnen. Im nachfolgenden sollen nun die einzelnen Systeme ihrem Prinzip wie ihrer verschiedenen baulichen Durchführungsweise nach näher behandelt werden.

I. Die Rückstauung.

Gelegentlich der Besprechung der Entwässerung von Wiesen durch offene Gräben wurde auf die Übelstände hingewiesen, welche bei einer zu starken Bodenfeuchtigkeitsentziehung für die Entwicklung der Wiesengräser im allgemeinen eintreten können, und darauf aufmerksam gemacht, die Senkung des Grundwasserspiegels nicht zu tief anzunehmen und im Projekte bereits die Möglichkeit einer nach Bedarf jederzeit durchzuführenden temporären künstlichen Hebung des Grundwasserspiegels vorzusehen. Mit Rücksicht auf die hierdurch zu gewärtigende geringe Geschwindigkeit im Abfließen des Grundwassers bleibt auch die Entwässerung einer Wiese durch Drainage in den meisten Fällen ausgeschlossen und nur durch offene Gräben ausführbar. Erweist sich nun in besonders trockenen Perioden die durch die offenen Gräben erzielte Grundwasserspiegelsenkung als zu groß, d. h. werden die entwässerten Wiesen zu trocken, so kann man in jenen Fällen, wo eine notwendige künstliche oberirdische Bewässerung in trockener Zeit wegen Mangel an Bewässerungswasser nicht durchführbar erscheint, diesem Übelstande dadurch begegnen, daß durch Einbau und Schließung von Stauschleusen oder einfachen Staubrettern in den Hauptentwässerungsgräben der Grundwasserspiegel während dieser trockenen Periode in einer solchen Höhe wieder angestaut wird, daß den Wurzeln der Wiesengräser die nötige Feuchtigkeit von unten zugeführt werden kann. Diese primitivste, jedoch billigste der Bewässerungsmethoden, welche also in einer unterirdischen Anfeuchtung durch Anfüllung der Entwässerungsgräben und Hebung des Grundwasserspiegels besteht, setzt in erster Linie einen stark durchlässigen Untergrund, in zweiter Linie ein sehr geringes Gefälle der Meliorationsfläche voraus, um einerseits in kurzer Zeit, andererseits mit möglichst wenig Stauvorrichtungen diese Rückstauung durchführen zu können, endlich um bei Aufhören der Notwendigkeit einer Grundwasserhebung, also Eintritt einer nasseren Witterung und vor der Heuernte die sodann wieder notwendig werdende Entwässerung, Durchlüftung und Erwärmung des Untergrundes baldigst zu ermöglichen. Um den Grad bezw. die Höhe der Rückstauung

genau nach dem jeweilig differierenden Bedürfnis regeln zu können, werden die einzubauenden Stauobjekte nicht in Schützen, sondern in niederen Einschub- (Aufsatz-) Bohlen bestehen, welche in die in den beiden Widerlagern angebrachten Nuten eingeschoben werden können. In gleicher Weise, wie durch allmähliche Erhöhung dieser Stauwand die Grundwasserspiegelhebung vorschreitet, kann auch die Senkung, wenn notwendig, sukzessive bewirkt werden. Die bauliche Durchführung dieser Stauobjekte ist eine höchst einfache und können die Widerlager, welche senkrecht oder mit der Grabenböschung flüchtig ausgeführt werden, aus Mauerwerk oder Holz hergestellt werden. Aus der späteren Beschreibung der Rzimnitzer Entwässerungsanlage, bei welcher mit bestem Erfolge diese Methode vom Verfasser zur Durchführung gelangte, ist diese Stauanlage mit dem Einlaufobjekt der Unterleitung etc. kombiniert und wird auf die bezüglichen Textfiguren verwiesen. Bei bündigem Boden wird wohl die Rückstauung in die Entwässerungsgräben erfolgen, die Anfeuchtung aus diesen jedoch nur auf geringe Breiten, daher sehr unvollkommen wirken.

Fig. 413. Furchenbewässerung bei kleinem Terraingefälle.

II. Die Einstauung.

Von seiten der meisten Kulturtechniker wird die eben beschriebene Rückstauungsmethode gleichfalls in das Einstauungssystem eingereiht. Wenn auch die Ähnlichkeit beider Methoden in der Füllung eines Grabennetzes (Entwässerungsgräben oder Furchen) besteht, so unterscheiden sich beide doch wesentlich darin, daß eben bei ersterem System das Grundwasser in die Gräben rückgestaut, bei dem zweiten System frisches, oberirdisches Wasser in die Entwässerungsgräben oder in speziell gezogene Wässerfurchen eingeleitet wird. Die Anfeuchtung erfolgt also im ersteren Falle von unten, im letzten Falle von oben aus. Die Bewässerungsmethode ist natürlich viel vollkommener, auch für schweren Boden und bei jedem Gefälle, sowie für alle Kulturen anwendbar, wenn die ganze Fläche mit seichten, durch den Häufelpflug herzustellenden Furchen überzogen wird, weshalb man diese Einstauungsmethode auch Furchenbewässerung nennen kann.

Je näher die Furchen gezogen werden, desto intensiver wird die Anfeuchtung des Bodens werden. Bei Mais, Rüben, Kartoffeln pflegt man die Furchen 0,8 m, bei Gemüsefeldern die Gräben 1,5—2,0 m weit zu ziehen. — Fig. 413 zeigt die Anlage einer Furchenbewässerung nach der von Professor Dr. Perels veröffentlichten Disposition. *ab* stellt den Hauptbewässerungs-

graben dar, durch welchen aus einem naheliegenden Bache das Wasser zugeleitet wird; *ac* stellt einen Zubringer (Wässergraben) für den zu bewässernden Teil *ackb*, die Linien *dd* die durch den Pflug aufgeworfenen Furchen dar, in welche das Wasser eingeleitet wird. Wollte man die Furchen unmittelbar in den Zubringer *ac* einmünden lassen, dann wäre die Erhaltung so vieler Einflußprofile sehr schwierig und teuer, aus welchem Grunde man parallel mit dem Graben *ac* eine Verteilungsrinne *ef* mit dem Pfluge zieht und diese für etwa je 5 Furchen durch kleine Rinnen *g* in Verbindung setzt. Die Rinne *ef* kann ohne Schwierigkeiten mittels des Spatens und der Hacke in gutem Zustande erhalten werden. Je nach der zur Verfügung stehenden Wassermenge wird stets eine größere oder geringere Anzahl von Furchen zu gleicher Zeit bewässert. Sollen z. B. zunächst die ersten Reihen bis *gh* Wasser erhalten, so wird bei *i* ein Staubrett eingesetzt und hier die Rinne geschlossen, während die Rinne *ei* bei *g* mittels einer Schaufel Erde gesperrt wird. Das aus dem Hauptkanale eingeleitete Wasser muß sich demnach in die erste Reihe von Furchen bis *gh* ergießen; soweit dasselbe nicht in den Boden sinkt oder verdunstet, wird es mit Hilfe des Sammelgrabens *bk* aufgefangen und in den Hauptgraben zurückgeleitet. Ist die Bewässerung der ersten Abteilung beendigt, so wird das Staubrett weiter vorgerückt; die kurzen Zuleiter der ersten Abteilung werden durch je eine Schaufel Erde geschlossen, ebenso die Rinne *ef* am Ende der zweiten Abteilung, worauf die Bewässerung dieser letzteren und hierauf in gleicher Weise diejenige der folgenden Abteilungen beginnen kann. Ist das Gefälle des Terrains ein stärkeres, dann können die Furchen, statt wie in Fig. 413 parallel mit der Linie des größten Falles (also senkrecht auf die Schichtenlinien), parallel mit den Schichtenkurven gezogen werden, in welchem Falle die Furchen bei kupiertem Terrain eine krummlinige, den Horizontalkurven entsprechende Gestalt annehmen werden. Bei gleichförmig abgedachtem Terrain würde dann beispielsweise die in Fig. 414 ersichtliche Disposition der Gräben zu treffen sein.

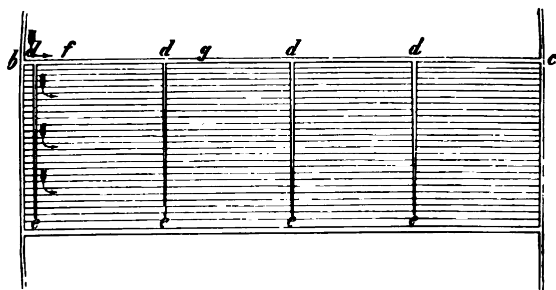


Fig. 414. Furchenbewässerung bei größerem Terraingefälle.

Werden infolge der Kulturart, z. B. bei Wiesen, auf einem ebenen Terrain mit schwereren Böden statt der engliegenden seichten Furchen weiter voneinander entfernte tiefere Gräben notwendig, dann kann die Grabeneinstauung etwa in der Weise erfolgen, wie dies die von Baurat Gerhardt in Voglers „Kulturtechnik" (Verlag von Paul Parey in Berlin) entworfene Skizze (Fig. 415) veranschaulicht. Das ganze ebene oder schwach geneigte Terrain ist mit dem eingezeichneten Grabennetz durchzogen, welches gleichzeitig zur Be- und Entwässerung dient. Der Hauptgraben und im Bedarfsfalle auch einige Gräben 2. Ordnung sind mit Stauschützen *I—VI* versehen, in den ersteren überdies am höchsten Punkte eine Einlaß-, am tiefsten Punkte

eine Auslaßschleuse eingebaut. Durch Öffnen der Einlaßschleuse und Schließen der Auslaßschleuse wird eventuell durch Stauung des Flußwasserspiegels durch ein Wehr der Hauptgraben mit Wasser so weit angefüllt, als es der Rückstau durch die Auslaßschleuse ergibt. Um nun auch die höher gelegenen Gräben zu füllen, werden nach und nach die Stauschützen *I—VI* in dem Haupt- und den Nebengräben geschlossen. Die Nebengräben erhalten alle ein schwaches Gefälle gegen den Hauptgraben zu und sind am höchsten Punkte ca. 0,30 m tief (wenn diese Fläche früher entwässert werden, also der Grundwasserspiegel gesenkt werden mußte, dann gilt bezüglich der Grabentiefe das in dem Kapitel „Entwässerung mittels offener Gräben" Gesagte), und wird die völlige Füllung bei stärkerem Gefälle mehr Stauschützen (eventuell bloß Handstech-

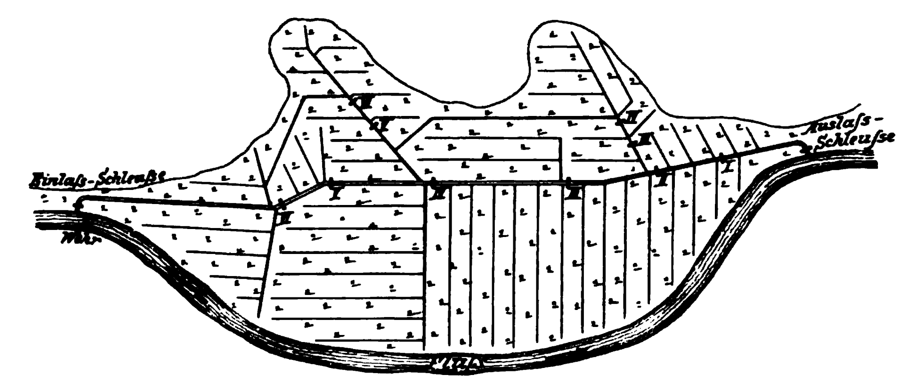


Fig. 415. Grabenstaubau. (I—VI Grabenstauschleusen.)

schützen) erfordern. Ist die Anfeuchtung in gewünschtem oder möglichem Ausmaße erfolgt, dann wird durch Schließung der Einlaßschleuse und allmähliche Öffnung der Stauschützen von unten nach aufwärts das ganze Grabennetz wieder trocken gelegt.

III. Die Überstauung.

Während bei der Einstauungsmethode nur Teile der Meliorationsfläche (die Furchen und Gräben) unter Wasser gesetzt werden, wird bei dem Überstauungssystem die ganze Fläche zeitweilig mit Wasser bedeckt. Dies kann erfolgen:

1. durch natürliche Überschwemmung infolge Exundation des in der Nähe fließenden Gewässers oder durch künstliche Überflutung des ungeänderten Wässerterrains durch große Stauung des Flußwasserspiegels, wenn dasselbe entsprechend tiefer liegt;
2. durch Umwandlung der Fläche in ein künstliches Staubecken und Einlassen des Wassers in das mit niederen Staudämmen eingefaßte Meliorationsterrain und Ablassen desselben nach Ablauf einer gewissen Zeit. Einen Übergang zu dem Berieselungssystem bildet endlich
3. die Stauberieselungsmethode, bei welcher auch nach erfolgter Überstauung der Fläche bezw. Anfüllung des Staubeckens während der Wässerperiode konstant so viel Wasser eingelassen wird, als ausfließt, mithin bei Erhaltung des gleichen Stauwasserspiegels in den Staubassins.

Die Methode der Überstauung setzt gleichfalls ein ebenes oder nur schwach geneigtes Terrain voraus (Gefälle kleiner wie 2 °/₀₀), weil einerseits bei gewöhnlicher Überschwemmung infolge der durch ein größeres Terraingefälle bedingten größeren Geschwindigkeit wohl eine Ablagerung von Schotter und Sand, jedoch keine Sedimentation von Schlamm und Erde stattfinden kann, andererseits Erosionen (Aufwühlungen) und Abschwemmungen der vorhandenen Humusdecke eintreten können. Wird das Wässerterrain mit Staudämmen eingefaßt, so müssen dieselben entweder sehr hoch oder die einzelnen Becken (Staureviere), in welche die ganze Meliorationsfläche abgeteilt wird, sehr klein werden, wodurch der Vorteil der Billigkeit dieses Bewässerungssystems verloren geht und der Betrieb überdies sehr umständlich wird, während er sich bei großen Bassins ungemein einfach und billig gestaltet. Während der Zeit der Überstauung findet ein Abschluß der Pflanzen von der atmosphärischen Luft statt, was wohl in der kälteren Jahreszeit den Vorteil bietet, die Pflanzen vor dem Frost zu schützen, andererseits jedoch den Nachteil hat, die Zuführung von Sauerstoff und Kohlensäure, welche beim fließenden Wasser stattfindet, zu verhindern. Hierdurch leiden insbesondere die süßen Wiesengräser, welche auch infolge des Luftabschlusses sehr verweichlicht und durch spätere Fröste geschädigt werden können. Bei höherem Grasstand kann mit trübem Wasser nicht mehr bewässert werden, weil sonst das Gras verschlämmt, daher minderwertig wird. — Aus diesem Grunde wird sich die später zu besprechende Methode der Stauberieselung mehr empfehlen.

Die Einlassung des Wassers in die Staubecken (Staureviere) wird insbesondere dann vorteilhaft sein, wenn das Wasser möglichst trübe, also reich an Schlamm und aufgelösten Pflanzennährstoffen ist, was also zumeist beim Hochwasserstande des Flusses oder Baches der Fall sein wird. Das eingelassene, ruhig stehende Wasser wird nun eine gewisse Zeit in den Staubassins gelassen, innerhalb welcher es Gelegenheit findet, seine Sedimente abzusetzen und den Boden gründlich anzufeuchten, sodann wird das Bassin wieder trocken gelegt und gleichzeitig ein zweites Bassin entweder mit dem Abwasser, zumeist jedoch gemischt mit frischem oder nur mit frischem Wasser allein gefüllt. Es ist also mit dieser Bewässerungsmethode in den meisten Fällen auch eine Kolmation verbunden, was insbesondere bei humusarmen Sand- und Schotterböden sehr von Vorteil ist.

Die Kronen der das Staurevier einfassenden Dämme werden des Wellenschlages und der Begehung wegen etwas höher (wenigstens 0,25 m) als der Stauwasserspiegel ausgeführt. Die Stauhöhe beträgt gewöhnlich im Mittel 0,15 m. Ist das Terrain geneigt, dann wird die Entfernung der Abteilungsdämme so gewählt, daß an den höchsten Punkten jedes Staurevieres die Wassertiefe 0,05 m, an der tiefsten Stelle wenigstens 0,25 m (also im Mittel min. 0,15 m) beträgt, daher die Kronen der Abteilungsdämme an der Bergseite beiläufig im Minimum $0{,}25 + 0{,}25 = 0{,}50$ m über dem Terrain liegen. Bei einem Terraingefälle von 1 °/₀₀ würde sich demnach eine Entfernung der Hauptstaudämme von 200 m ergeben. Da man die einzelnen Staubassins zumeist nicht größer wie 10 ha macht, so resultiert dann eine Länge von 500 m.

Zur raschen und gleichförmigen Verteilung des einfließenden Wassers dienen Verteilungsgräben, zur raschen Trockenlegung Entwässerungsgräben in jedem einzelnen Reviere. Die Kommunikation durch die Dämme für das zu- und abfließende Wasser erfolgt durch Röhren, Durchlässe bezw. Einlaßschleusen. Die Methode der Überstauung wird insbesondere für die Reiskultur angewendet, welche Sumpfpflanze am günstigsten eben in stagnierendem Wasser gedeiht; in Frankreich wird auch eine Überstauung der Weingärten zwecks Vertilgung der Reblaus vorgenommen, und zwar erfolgt dieselbe während der Wintermonate, jedoch nur in frostfreier Zeit. Auch bei Wiesen kann man mit der Überstauung, namentlich in Rücksicht auf die geringen Kosten der Anlage, recht gute Erfolge erzielen. Man wird diese Methode für Wiesen dann in Anwendung bringen, wenn das Terraingefälle derselben gering und der Boden leicht entwässerungsfähig ist. Steht ein schlickreiches Wasser besonders zur Hochwasserzeit zur Verfügung, so läßt sich mittels der Überstauung rasch eine stärkere Anlandung (Kolmation) von feinem Schlamm erzielen. Auch zur sommerlichen Anfeuchtung kann die Überstauung — dann aber allerdings nur mit möglichst geringer Stauhöhe — angewandt werden.

Weiter ist sehr häufig das verfügbare geringe Baukapital bestimmend für die Wahl der Bewässerungsmethode. Wenn auch im allgemeinen bei Bauausführungen die Richtigkeit des Sprichwortes: „Das Bessere ist des Guten Feind" anerkannt werden muß und der Bautechniker immer nur das Beste anstreben und zur Durchführung beantragen soll, so muß andererseits der Kulturingenieur in manchen Fällen nur das momentan Erreichbare anstreben und sich nach der Kapitalskräftigkeit des Grundbesitzers richten, wenn die Anlage überhaupt eine, wenn auch kleinere Rentabilität sicher gewärtigen läßt. Als Vorteil dieses Systems kann ferner hervorgehoben werden, daß durch die Überstauung eine gründliche Vertilgung schädlicher Tiere (Mäuse, Engerlinge etc.) und eine entsprechende Ausrottung mancher Unkräuter erzielt wird. Man wird in der Regel im Frühjahr und Herbst kurze Zeit überstauen und öfters trocken legen, im Sommer zumeist nur durch Grabeneinstauung anfeuchten.

Im Prinzipe wird sich die bauliche Durchführung einer Überstauungsanlage in der in Fig. 416 veranschaulichten schematischen Weise gestalten, wobei bemerkt wird, daß in der Praxis die Form der Staubassins selten eine geradlinig begrenzte sein wird, sondern die Dämme den Schichtenlinien, Parzellengrenzen und Feldwegen folgend eine zumeist krummlinige Gestaltung aufweisen werden. In vorliegendem Schema ist die an dem Bache *ab* gelegene Wasserfläche in vier Reviere eingeteilt, welche durch Dämme umschlossen sind. Durch Öffnen der Einlaßschleuse bei *a* tritt das Wasser in den Hauptzuleitungsgraben *ad* und *af* ein, wird hier durch eingebaute Stauschleusen gestaut und kann nun durch Öffnen kleiner Röhrendurchlässe in den Dämmen in die einzelnen Reviere sukzessive eingelassen werden (in der Textfigur durch kleine vollschwarze Quadrate angedeutet). Die Dämme werden einerseits aus Materialgräben hergestellt, welche, an den inneren Dammfüßen ausgehoben, gleichzeitig zur besseren Verteilung des einfließenden

Wassers dienen, andererseits durch das Material gedeckt, welches durch Aushub des Entwässerungsgrabennetzes *gh* gewonnen wird. Die Trockenlegung der einzelnen Reviere erfolgt mittels der Entwässerungsgräben durch ent-

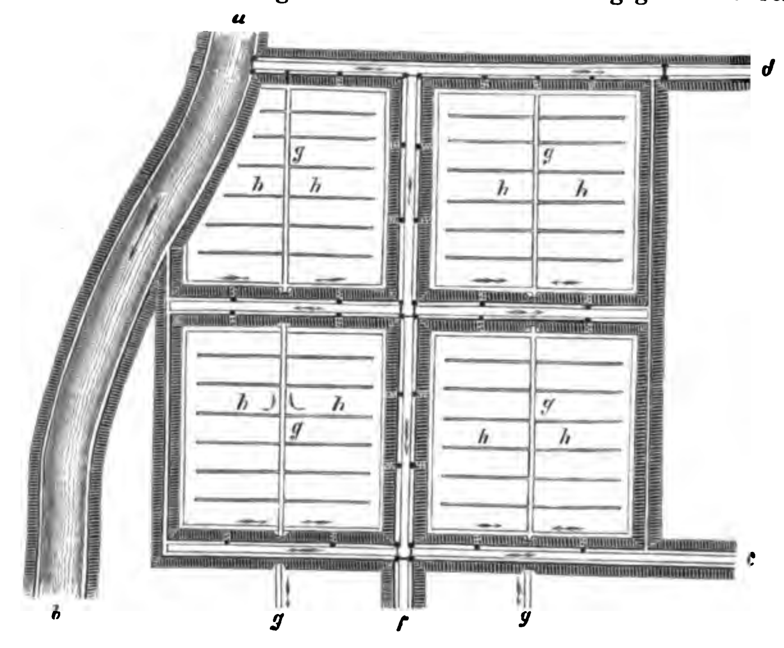


Fig. 416. Stauwiese.

sprechende, in die Dämme eingebaute Ablaßschleusen. Sind die Reviere nicht breit, dann genügt statt des Grabennetzes ein einziger, in der Mitte (Talmulde) gezogener, entsprechend tiefer Entwässerungsgraben *g*.

IV. Die Stauberieselung.

Einen Übergang von der Überstauung zur Berieselung bildend, unterscheidet sich diese Methode von der gewöhnlichen Überstauung dadurch, daß nach erfolgter Füllung des Staubassins (Staurevieres) eine weitere kontinuierliche Wasserzuführung in der Weise stattfindet, daß die Ablaßschleuse so weit geöffnet wird, daß der Abfluß gleich dem Zufluß ist, der Wasserspiegel im Staubassin also in konstanter Höhe bleibt. Um ein Aufwühlen der abgelagerten Schlickteile zu verhindern, empfiehlt es sich, den regelmäßigen Abfluß während der Bewässerung durch eigene Überfälle zu fixieren, deren Überfallkante um jenes Maß unter dem normalen Stauspiegel liegt, welches der Überfallhöhe desjenigen Quantums entspricht, das kontinuierlich durch das Staubassin durchfließen soll. Ebenso ist es vorteilhaft, die Ablaßschleusen derart zu konstruieren, daß das Ablassen des Wassers von oben nach unten zu erfolgt. Dieses Ablassen des Wassers von oben nach abwärts in dem Maße der fortschreitenden Klärung wird sich auch für die gewöhnliche Überstauungsmethode empfehlen, indem dadurch die abgelagerten Sedimente nicht wieder aufgewühlt werden, was beim Ziehen der Ablaßschleuse gewöhnlicher Konstruktion zum Teil eintritt.

Behufs vollständiger Trockenlegung wird auch hier jedes Staurevier mit einem entsprechenden Netz von Entwässerungsgräben versehen sein müssen. Weiter soll die Einrichtung getroffen werden, daß jedes Revier unabhängig von den anderen im Bedarfsfalle mit frischem Wasser gefüllt werden kann, was durch Anlage eigener Umleitungs- bezw. Zuleitungskanäle ermöglicht wird, eine Einrichtung, welche ebenso wie die früher anempfohlene Ablaßschützenkonstruktion den meisten größeren ausgeführten Stauberieselungsanlagen abgeht, indem bei denselben sehr häufig immer nur das tiefer liegende Bassin durch das höher liegende gespeist werden kann. Im allgemeinen wird jedoch bei Wassermangel hier gleichfalls eine wiederholte Benutzung und das System der Rotation des Wassers Anwendung finden. Die Größe der Reviere ist im allgemeinen hier eine bedeutendere wie bei der Überstauungsmethode und wird natürlich auch vom Terraingefälle abhängen; im allgemeinen pflegt man dieselben bei größeren Anlagen 50 bis 100 ha zu machen, während bei manchen Anlagen in ganz ebenem Terrain (insbesondere bei wilder Stauberieselung) die Reviere auch 400—500 ha groß angelegt wurden, um an Kosten zu sparen, was sich jedoch auf Grund späterer Erfahrungen als entschieden unvorteilhaft erwiesen hat.

Die wilde Stauberieselung entbehrt unter anderem auch eines Grabennetzes zur regelmäßigen Verteilung des eingelassenen Wassers, indem dasselbe beim Einlaufobjekt in das Revier frei einfließt und sich erst nach Maßgabe der zunehmenden Wassertiefe über die ganze Revierfläche ausbreitet. Bei dieser wilden Stauberieselung werden sich also die schweren Sedimente zumeist immer bei der Einlaßschleuse ablagern. Eine gleichförmigere Verteilung der Sedimente wird durch die Anlage eines Verteilungsgrabennetzes erfolgen. Insbesondere werden derartige Gräben mit sehr flachen Böschungen an dem Fuße der Revierstaudämme entlang gezogen werden müssen, wodurch gleichzeitig das Material für die Herstellung der Dämme gewonnen wird. Die Tiefe des Stauwassers hängt natürlich vom Terraingefälle ab und beträgt im Mittel 0,15—0,35 m, an den tiefsten Punkten höchstens 0,50 m. Ist das Gefälle größer, dann werden die Reviere noch durch niedere Überfallquerdämme abgeteilt. Die Revierstaudämme liegen gewöhnlich mit ihrer Krone 0,30—0,40 m über dem Wasserspiegel, haben 1,5 m Kronenbreite und eine 3füßige innere (Binnen-) und eine $1^1/_2$füßige äußere Böschung. Die niederen Querdämme haben nur 1—1,2 m Kronenbreite und eine 4—5füßige Böschung dort, wo dieselben als Überfälle dienen sollen; unter Umständen können auch Durchlässe eingebaut werden, statt das Wasser über die Krone überfallen zu lassen. Die Dammböschungen müssen berast werden. Bei sehr großen Revieren und größeren Terraingefällen senkrecht zur Richtung des einfließenden Wassers werden mitunter behufs regelmäßigerer Ausbreitung des Wassers statt der Verteilungsgräben Leit- oder Paralleldämme in der Richtung des fließenden Wassers hergestellt; dieselben im Inneren der Reviere parallel mit den Revierstaudämmen gehend, sind an der Krone 1 m breit, niederer gehalten und sehr flach geböscht. Mit derartigen Leitdämmen werden auch eventuell das Staubassin durchquerende offene Wasserläufe eingefaßt.

Die Ableitung des Tagewassers aus den Staurevieren geschieht entweder durch die für die Ableitung des Bewässerungswassers hergestellten Anlagen (Gräben, Siele, Schleusen) oder durch eigens zu diesem Zwecke errichtete Entwässerungsgräben und Auslaufobjekte (Siele), insbesondere auch durch die an dem oberen Böschungsfuße der Staudämme ausgehobenen muldenförmigen Gräben, aus welchen gleichzeitig das Material für die Herstellung der Dämme gewonnen wird. Im allgemeinen erfährt die Oberfläche des Meliorationsterrains keine Umänderung und werden Planierungen (Abgrabungen und Muldenausfüllungen) an einzelnen lokalen Stellen nur dort vorgenommen, wo der Abfluß des Wassers gehindert wird. Die Erfolge derartiger richtig projektierter und ausgeführter Bewässerungsanlagen sind mit Rücksicht auf die geringen Bau- und Erhaltungskosten vorzügliche, und hat diese Methode bei flachem und durchlässigem Terrain in den meisten Ländern immer mehr Eingang gefunden, um insbesondere neben Erzielung geringer Kosten die fruchtbaren Hochwässer der Flüsse und Bäche entsprechend auszunützen. Der Betrieb erfolgt bei den ausgeführten Anlagen zumeist in der Weise, daß zuerst alle Staubassins (Reviere) von unten nach aufwärts auf die normale Stauhöhe mit Wasser angefüllt werden und daß dann die Regulierung des permanenten Wasserdurchflusses bei gleichbleibendem Stauwasserspiegel erfolgt. Durch diese permanente Bewegung des Wassers, insbesondere in der oberen Schichte, wird den Pflanzen fortwährend Sauerstoff zugeführt und somit die Oxydation der Pflanzennährstoffe befördert. Nach erfolgter Bewässerung werden die Reviere nach und nach trocken gelegt.

V. Die Berieselung.

Bei der Berieselungs- oder Überrieselungsmethode, welche ein geneigteres Terrain und eine gleichförmigere, gebundene Vegetationsdecke voraussetzt, daher zumeist nur für Wiesenland in Anwendung kommt, wird die Bewässerungsfläche oder Teile derselben durch eine über dieselbe durch längere Zeit darüberfließende dünne Wasserschichte bewässert. Zu diesem Behufe wird das in größeren Gräben (Hauptzubringer) der Wiese zugeleitete Wasser durch kleinere Gräben (Verteilungsgräben) verteilt und endlich in ganz kleine Rinnen (Wässer- oder Rieselrinnen) eingeleitet, aus welchen es, über den Bord derselben gleichmäßig austretend, die geneigten Wiesenflächen überrieselt und sich an den tiefsten Punkten in Sammel- (Entwässerungs-) Gräben ansammelt, aus welchen es entweder zur Wiederverwendung oder zur völligen Ableitung gelangt. Findet das Überrinnen des Wassers aus den Rieselrinnen nur auf einer Bordseite (Grabenkante) statt, dann bezeichnen wir dieses Bausystem mit dem Namen Hangbau; tritt das Wasser gleichförmig und gleichzeitig über beide Grabenbordseiten aus, dann nennen wir diese Anlage Rückenbau. Bleibt in einem oder dem anderen Falle die Wiesenoberfläche ganz oder nahezu in ihrer ursprünglichen natürlichen Gestaltung, dann haben wir es mit dem natürlichen Hang- und Rückenbau zu tun; erfährt die Terrainoberfläche eine durchgreifende Neugestaltung durch Planierung oder völligen Umbau, dann bezeichnet man solche Bewässerungswiesen mit künstlichem Hangbau oder Kunst-Rückenbau.

Das Gefälle der Rieselflächen (Hänge oder Rückenflächen) darf kein zu großes sein, da sonst das mit zu großer Geschwindigkeit herabrieselnde Wasser nicht Zeit hat, seine Sedimente abzusetzen, in den Boden einzudringen und denselben genügend zu durchfeuchten. Die Rieselwasserschichte darf nur schwach sein, damit kein Luftabschluß der Pflanzen stattfindet; das überschüssige, am Fuße jedes Hanges ankommende Wasser darf nicht stehen bleiben und zur Versumpfung event. beitragen, sondern muß durch einen Entwässerungsgraben oder den nächstliegenden Bewässerungsgraben aufgefangen und wieder weiter geleitet werden. Die praktische Erfahrung hat gezeigt, daß bei Terraingefälle über 25 ‰ ($^1/_{40}$) der Hangbau, bei Gefälle unter 25 ‰ hingegen der Rückenbau auszuführen ist. Die Gefällsgrenze von 25 ‰ für Rückenbau gilt nur für Kunstbau, da natürliche Terrainrückenbildungen, als doppelseitiger natürlicher Hangbau aufgefaßt, gleichfalls obiges Hanggefälle $J > 25$ ‰ beanspruchen. Der natürliche Hangbau wird bei allen Terraingefällen von 30—100 ‰ die Regel, der Kunsthangbau immer die Ausnahme bilden, während beim Rückenbau das Umgekehrte der Fall ist, da ein Terrain mit entsprechend großen und entsprechend gestalteten natürlichen Rückenformen auf größere Ausdehnung wohl zu den Seltenheiten gehört. Das oben bezeichnete Gefällsmaximum von 100 ‰ soll aus dem Grunde in der Regel nicht überschritten werden, weil dann die mit der zu großen Geschwindigkeit verbundenen, früher besprochenen Nachteile, unter Umständen bei bedeutender Überschreitung dieser Gefällsgrenze sogar Erosionen (Unterwühlungen) oder Abwaschungen der Humusdecke eintreten können. In Ausnahmefällen, bei sehr gebundener Vegetationsdecke und bei von jeder Rutschung ausgeschlossenen steilen Gebirgswiesen wurde natürlicher Hangbau auch bis 500 ‰ Gefälle ausgeführt. Das Gefällsminimum von 25—30 ‰ gilt jedoch nur für gewachsenen Boden. Werden die Hänge durch Aufschüttung künstlich hergestellt, dann müssen dieselben mit Rücksicht auf die unvermeidliche Setzung sowohl, wie der zu starken Einsickerung in den lockeren Boden, mit einem Gefälle von 40—50 ‰ angelegt werden. Diese allgemeinen Bemerkungen vorausgeschickt, wollen wir nun zur detaillierten Behandlung der einzelnen Bausysteme der Berieselungsmethode übergehen.

1. Der Hangbau.

Besitzt die entsprechend stärker abfallende Wiesenfläche keine zu bedeutenden Mulden und Unebenheiten, so wird die Durchführung des natürlichen Hangbau-Systemes, als die billigste der Berieselungsmethoden, rationell erscheinen.

a) Natürlicher Hangbau.

Auf steileren Gebirgswiesen wird in manchen Gegenden das Wasser eines Gebirgsbaches oder einer Quelle in primitiver Weise ausgeleitet, in einem Graben auf die höchste Stelle der zu bewässernden Wiesen geführt und hier aus zumeist horizontalen, den Schichtenlinien entlang gelegenen Rieselrinnen durch Aufstau zum Ausfließen über den Grabenrand gebracht. Das Wasser rieselt hierbei ungleichförmig über die Wiesengehänge, der Linie

des größten Falles folgend, ohne daß irgendwelche weitere Maßnahmen getroffen werden.

Von dieser sogenannten „wilden Berieselung“ absehend, soll nun in folgendem die rationelle bauliche Durchführung des natürlichen Hangbaues an der Hand einiger Skizzen erörtert werden. Zur Erklärung der in den weiteren Ausführungen gebrauchten Bezeichnungen der verschiedenen Grabenkategorien diene die Fig. 417, welche einen kleineren Teil (eine sogenannte Tafel) *abcd* eines vollkommen ebenen Wiesenabhanges, dessen Gefälle in der Richtung der zwei eingezeichneten geraden Pfeile liegt, mit dem entsprechenden Hangbau-Grabennetz vorstellen soll.

Bei jeder Rieselanlage unterscheiden wir drei Hauptgruppen von Gräben, nämlich Zuleitungsgräben, welche nur den Transport des Wassers vermitteln, und Wässergräben, aus welchen das Wasser auf die Wiesen austritt; ferner in den meisten Fällen noch Ableitungs- oder Entwässerungsgräben. Zu der ersten Gruppe gehört der Hauptzubringer, d. i. der größte Zuleitungsgraben, von der Stauanlage abzweigend, an seinem Beginne durch die Haupteinlaßschleuse abschließbar. In jenen Fällen, wo bei sehr großen Bewässerungsanlagen die Entnahme des Wassers oft viele Kilometer oberhalb erfolgt und der Graben bedeutende Dimensionen aufweist, nennen wir diesen Hauptzubringer Bewässerungs-Hauptkanal, über welchen in dem Absatze „B. Die Wasserbeschaffung“ bereits gesprochen wurde. Beim Beginn des eigentlichen Bewässerungs-Areals findet in der Regel eine Wasserteilung statt durch Gräben zweiter Ordnung — „sekundäre Zubringer“ —, welche das Wasser den einzelnen Abteilungen, Sektionen oder Revieren zuführen; endlich werden tertiäre Zubringer (Zuleitungsgräben dritter Ordnung) eine Verteilung in der Zuführung für die einzelnen Wässertafeln besorgen. Bei kleinen Anlagen wlrd natürlich diese mehrfache Verzweigung des Hauptzuleitungs-Grabennetzes entfallen.

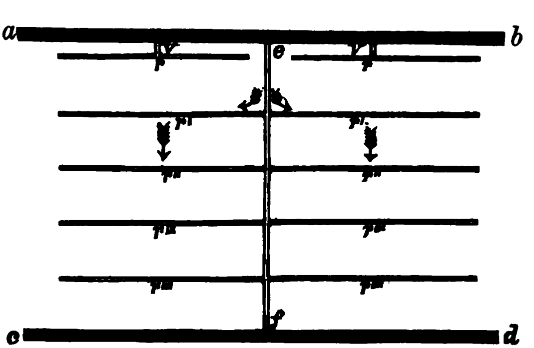


Fig. 417. Natürlicher Hangbau ohne Entwässerungsrinnen in ebenem Terrain.

In Fig. 417 bedeutet nun *ab* den Zubringer, welcher, mit dem nötigen Gefälle trassiert, sich dem Terrain möglichst anschmiegen wird, um die Kosten des Aushubes, überhaupt der Herstellung, auf ein Minimum zu reduzieren. Von diesem Zubringer zweigt, nach der Linie des größten Gefälles gehend, der Verteilungsgraben *ef* ab, welcher das Wasser den einzelnen, aus denselben abzweigenden Rieselrinnen r' bis r'''' zuführt. Diese Rieselrinnen, nahezu horizontal geführt, werden sich also den Horizontalkurven anpassen und bei vollkommen ebenem Terrain gerade Linien darstellen (wie in Fig. 417), bei kupiertem Terrain jedoch die Gestalt der Horizontalkurven annehmen;

aus ihnen erfolgt der Austritt des Wassers und sind diese im vorliegenden Falle die einzigen Repräsentanten der Gruppe der Wässergräben. *cd* bedeutet den Entwässerungsgraben, welcher das überschüssige Rieselwasser entweder zur Wiederverwendung in einen tiefer liegenden Zubringer oder aber in einen Hauptentwässerungsgraben oder direkt in den Hauptentwässerungsrezipienten (Fluß, Bach etc.) abführt. Da aus dem Zuleitungsgraben *ab* nicht



Fig. 418. Profil einer Überrieselungsanlage.

direkt gewässert werden kann, weil sich die Grabenkante nicht so genau herstellen und erhalten läßt, überdies auch störende Bewegungen für die Weiterleitung eintreten würden, so pflegt man, um auch den obersten Teil der ganzen Wässertafel bewässern zu können, knapp und parallel mit dem Zubringer *ab* eigene kürzere Rieselrinnen *r* anzulegen, welche ihr Wasser direkt aus dem Zubringer mittels der kurzen Verteilungsrinnen *v* erhalten.

Das Überschußwasser von der Rieselrinne *r* sammelt sich in der nächst unterhalb liegenden Rieselrinne *r'* etc., und bildet daher jeweilig die nächst untere Rinne die Entwässerung für die obere; auch kann dieses Abwasser jederzeit mit frischem Wasser aus dem Verteilungsgraben *ef* gemengt werden, indem man denselben vorübergehend durch einen eingelegten Rasenziegel oder eine Handstechschütze unterhalb der Abzweigung der betreffenden Rieselrinnen absperrt. Ist das Gefälle des Hanges ein derart starkes, daß ein guter Ablauf gesichert und ein Versumpfen der tiefer liegenden Hangtafeln ausgeschlossen ist, so genügt diese Anordnung; im anderen Falle muß das Abwasser jeder Rieselrinne durch eine separate Entwässerungsrinne gesammelt und abgeleitet werden, wie dies z. B. aus Fig. 418 im Querprofil zu ersehen ist. Fig. 419 zeigt die Anordnung eines natürlichen Hangbaues mit Entwässerungsrinnen in kupiertem Terrain. Die Bezeichnung ist dieselbe wie in der vorhergehenden Figur; es bedeuten die doppelten Linien die Bewässerungsgräben, die einfachen starken Linien die Entwässerungsgräben *e e' e''*, welche das Abwasser der Rieselrinnen *r* aufnehmen und durch den Entwässerungsgraben *gh* in den Hauptabflußgraben *cd* abführen. Die punk-

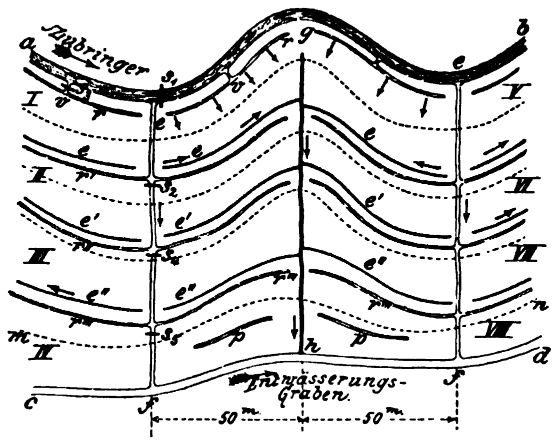


Fig. 419. Natürlicher Hangbau mit Entwässerungsrinnen in kupiertem Terrain.

tierten Linien, z. B. *mn*, bedeuten die Horizontalkurven. $s_1 s_2 s_3$ bedeuten die geschlossenen Schützenstellungen, im Falle die Rieselrinne r' mit Wasser gefüllt werden soll; ist die Bewässerung durchgeführt, dann wird die Handschütze s_2 oder das Rasenstück nach s_4 übertragen und die Rieselrinne r'' gefüllt und so fort. Auf diese Weise werden sukzessive die Hänge *I—IV*, sodann *V—VIII* etc. bewässert. Der Entwässerungsgraben *cd* kann unter Umständen den Zubringer für ein zweites, tiefer liegendes Wasserrevier (Abteilung) bilden; in diesem Falle nennt man eine solche Anlage einen natürlichen Etagenhangbau. Sind die Hänge sehr breit, d. h. z. B. die Distanzen $s_5 f$ und $r'''h$ bedeutend über die normale Hangbreite gehende, dann empfiehlt sich behufs gleichförmigerer Verteilung des überrieselnden Wassers, noch eine Zwischenrieselrinne (Regulierungsrinne) *p*, welche jedoch mit dem Verteilungsgraben nicht in Verbindung steht, anzulegen.

Ausmaße der Gräben. Bezüglich der Durchführung der Rieselrinnen wurde betont, daß dieselben im allgemeinen horizontal anzulegen sind. In vielen Gegenden werden auch die Überfallkanten (Grabenbordkante an der Talseite) horizontal angelegt. Wird jedoch berücksichtigt, daß während des Rieselns, also des Wasserzuflusses, noch ein Gefälle im Wasserspiegel vorhanden sein muß, das sich, wenn die Sohle horizontal angelegt wurde, von selbst bildet, dann sollte die Überfallkante bei gleichförmigem Zufluß wie bei einem parallel zum Stromstrich in einem Flusse eingebauten Überfallwehre parallel mit diesem Wasserspiegelgefälle angelegt werden, wenn die Überfallhöhe überall eine gleich große, d. h. die Berieselung eine gleichförmige sein soll; es sollte weiter mit Rücksicht auf die abnehmende Kapazität des Durchflußprofiles der an einem Ende abgeschlossenen Rieselrinne die Breite derselben allmählich abnehmen. Da jedoch, die Unregelmäßigkeit bei der praktischen Ausführung und Erhaltung von so kleinen Erdrinnen ins Auge gefaßt, eine theoretische Bestimmung dieser Dimensionen ganz zwecklos wäre, so werden die Lagen der Überfallkanten mit Hilfe des eingeleiteten Wassers praktisch dadurch bestimmt, indem man mit einem scharfen Spaten die Stellen, wo ein zu schwaches Überfließen stattfindet, absticht, im entgegengesetzten Falle eine Erhöhung durch Auftrag von guter Erde oder Rasen vornimmt. Dieses sich herausstellende Gefälle der Überfallkante beträgt zumeist $^1/_2$—1 $^0/_{00}$.

Die Rieselrinnen werden, wenn sie von einer Seite mit Wasser gespeist werden, zumeist 20—25 m lang; erfolgt die Speisung in der Mitte, dann wird die ganze Rieselrinne zu beiden Seiten des Verteilungsgrabens *cf* gewöhnlich 40—50 m lang gemacht; ihr quadratischer Querschnitt beträgt bei kurzen Rinnen 15/15, bei 25 m langen Rinnen bis 25/25 cm, entsprechend der Breite der Werkzeuge (Rieselrinnenstecher), mit welchen sie hergestellt werden. Die Rieselrinnen werden bei starkem Gefälle der Rieselfläche 10—12 m, bei schwachem Gefälle 5—6 m voneinander entfernt angeordnet und ihre Ausmündung aus den Verteilungsgräben gewöhnlich nicht unter einem scharfen Winkel hergestellt, sondern mittels einer Kurve vermittelt. In manchen Gegenden werden diese Dimensionen wesentlich überschritten. So habe ich in der fränkischen Schweiz Hangbauten angetroffen, bei welchen die Rieselrinnen 60 m lang sind und auf diese Länge 15 cm Gefälle besitzen (2,5 $^0/_{00}$);

dieselben haben beim Anfange 0,50 m, am Ende 0,0 m Tiefe und liegen 40 bis 50 m voneinander entfernt. Die parallel und in der Nähe oberhalb der Rieselrinnen liegenden Entwässerungsrinnen (Abzugsrinnen) *e*, welche das Rieselabwasser aufnehmen, werden ebenfalls gleich breit, doch etwas tiefer, also 15/20—25/35 cm groß gemacht und in Entfernungen von $^1/_2$—1 m (je nach Durchlässigkeit des Bodens) von den Rieselrinnen gelegt. Man gibt denselben ein Gefälle von ca. 1 $^0/_{00}$ gegen den Entwässerungsgraben *gh* hin.

Die Verteilungsgräben (*ef*) werden zumeist im größten Gefälle und bei kupiertem Terrain auf den höchsten Rücken des wellenförmigen Terrains geführt und erhalten die doppelte Breite der Rieselrinnen, werden also 30 bis 50 cm breit und 15—25 cm tief gemacht. Ihre Entfernung richtet sich nach der Rieselrinnenlänge, beträgt also in Fig. 419 ca. 100 m. Ist das Terraingefälle zu groß, also eine Erosion der Sohle zu befürchten, dann muß die letztere abgetreppt und an den Stufen entsprechend gegen Unterspülung gesichert werden. Die Lage der Verteilungsgräben gegenüber dem Zubringer kann eine senkrechte oder schiefe sein. Die schiefe Lage wird man auch

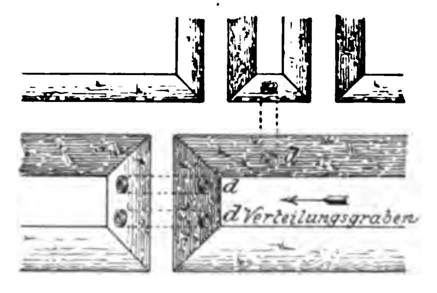


Fig. 420. Erddammsperre mit Röhrendurchlässen.

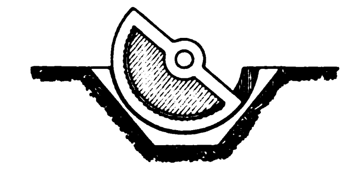


Fig. 421. Standrehschütze aus Steingut.

öfter aus dem Grunde wählen, um das Gefälle zu vermindern. Die Ent- und Bewässerungsgräben größerer Kategorie werden nicht mehr mit senkrechten, sondern geböschten Wänden ausgehoben und nach den zu- oder abzuführenden Wasserquantitäten berechnet. Die Regelung des Einflusses des Wassers aus den Hauptgräben in die Nebenbewässerungsgräben geschieht durch fest eingebaute Schleusen (Schützen), jene aus dem Zubringer letzter Ordnung in den Verteilungsgraben durch Röhrendurchlässe, welche aus Holzröhren, Drainage- oder Steinzeugröhren bestehen, die durch eine Schütze oder Klappe absperrbar sind. Statt der Schleusen können in den Gräben auch stabile Erddämme mit Röhrendurchlässen, welche durch Deckel *d* (Fig. 420) absperrbar sind, errichtet werden. In Böhmen wurden statt der Holzschützen Drehschützen aus Steingut (Fig. 421) vielfach verwendet. Sehr häufig bleiben bei schwachem Gefälle und bündigem Boden nach erfolgter Entwässerung die Rieselrinnen an einzelnen Stellen noch mit Wasser gefüllt, das bei schwer durchlässigem Boden eine Erkältung und Benachteiligung der in der Nähe befindlichen Grasvegetation erzeugen würde. Um eine Entwässerung solcher Stellen zu ermöglichen, werden an den betreffenden Stellen Ausschlitzungen (*ab*) der Rieselrinne in gleicher Tiefe wie die Sohle derselben hergestellt (Fig. 422), welche Schlitze während der Bewässerung mit

Rasenziegeln verlegt (gedichtet) werden. In gewissen Fällen kann eine abweichende Lage der Rieselrinnen sich als empfehlenswert herausstellen. So würde z. B. in Fig. 423 das von dem Teile *hi* der Rieselrinne r_1, *lg* der

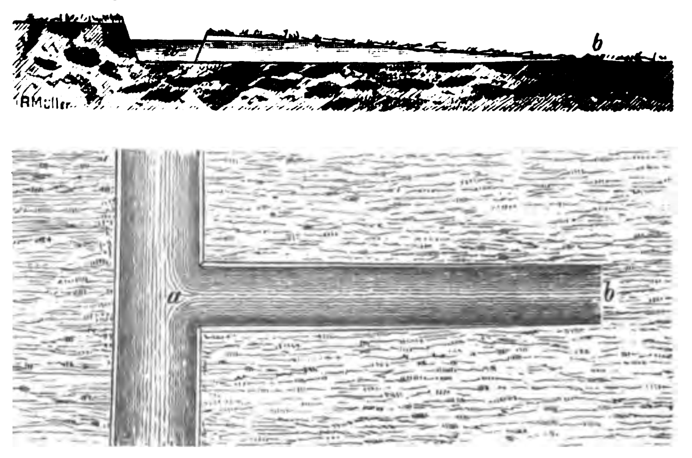


Fig. 422. Entleerung einer Rieselrinne durch Ausschlitzung.

Rinne r_2 und *sm* der Rinne r_3 herabfließende Wasser infolge der in der Nähe befindlichen tieferen Schlucht (Wasserriß) bei dem stark durchlässigen Bodenmaterial für die Wiederverwendung verloren gehen. Um dies zu verhindern, werden die normal gelegten Rieselrinnen r_2, r_3 und r_4 um die Strecken *gk*, *mn* und *po* verlängert. Diesen parallel mit dem Rande des Wasserrisses gelegten **Abfangrinnen** wird ein Gefälle gegen die normale Rieselrinne zu gegeben, um das Abwasser der oberhalb liegenden Rieselrinne in jene hineinzuleiten.

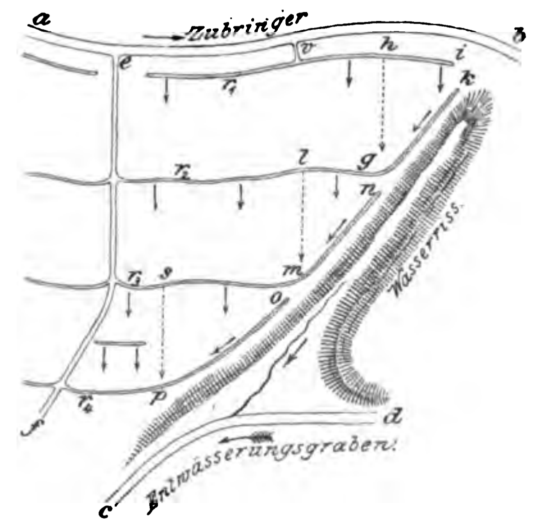


Fig. 423. Natürlicher Hangbau mit Abfangrinnen.

b) Der künstliche Hangbau.

Während beim natürlichen Hangbau Gräben in das Terrain eingeschnitten sind, die Oberfläche der Hänge gar nicht oder nur an lokalen Stellen planiert wird, wird beim Kunsthangbau die ganze Wiesenoberfläche völlig umgearbeitet, die Rieselrinnen aufgedämmt und den eben planierten Hangtafeln ein Gefälle von mindestens 40 ‰ gegeben. Bei dieser Umgestaltung der Terrainoberfläche wird verschieden hoher Auf- und Abtrag wechseln und wird man bei dieser Erdarbeit auch, soweit möglich, einen Massenausgleich und möglichst kleine Verführungsdistanzen zu erzielen trachten. Die Tiefe des

Abtrages darf jedoch keine solche werden, daß dadurch steriler Untergrund aufgeschlossen wird, event. müßten solche kleinere Stellen mit Rasenziegeln bedeckt werden. Bei dem Kunsthangbau wird eine regelmäßigere Gestaltung des Grabennetzes und eine gleichförmigere, intensivere Bewässerung erzielt werden können. Im nachfolgenden sollen einige Typen derartiger Kunsthangbauten, welche nach den im Museum der Lehrkanzel befindlichen Modellen gezeichnet wurden, vorgeführt werden. Fig. 424 veranschaulicht einen Kunsthangbau mit wiederholter Wasserbenutzung in ebenem Terrain. Zwischen den auf der Zeichnung ersichtlichen 2 Zubringern sind 7 Hangtafeln *I* bis *VII* eingeschaltet. Die 1. und 2. Tafel wird mit frischem Wasser gespeist; die 3. Tafel wird durch das Abwasser der 1. Tafel, die 4. durch die 2. etc. bewässert. Aus dem Querprofil ist zu ersehen, daß die Entwässerungsrinne v'

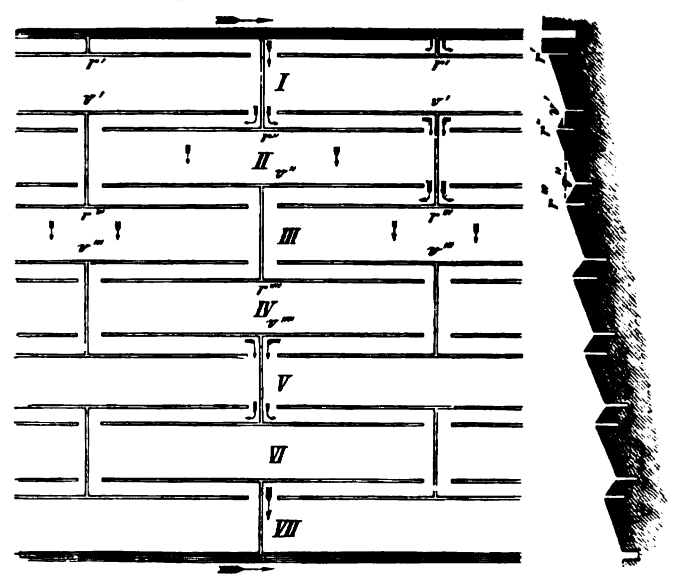


Fig. 424. Kunsthangbau mit Wiederbenutzung des Wassers.

in gleicher Höhe mit der Rieselrinne r''' ist. Würde bei schwächerem Hanggefälle die letztere höher liegen, so könnte das von dem Hange *I* ablaufende Wasser nicht schon auf dem 3. Hange, sondern erst, je nach dem Gefälle, auf Hang *IV*, *V* etc. benutzt werden.

Ein zweites Beispiel eines Kunsthangbaues mit separatem Entwässerungsgrabennetz auf kupiertem Terrain ist aus Fig. 425 zu ersehen. Die punktierten Linien 1—8 stellen die Horizontalschichtenlinien dar und entsprechen den zwischen dem Zubringer *a b* und dem Hauptentwässerungsgraben *t s* gelegenen 8 Hangtafeln, welche durch völlige Umarbeitung des Terrains entsprechend planiert werden. Das Wasser wird aus dem Zubringer mittels der Verteilungsgräben *c d*, *e f* und *g h i* den Rieselrinnen *r r* der einzelnen Hänge zugeführt. Das Abwasser sammelt sich in Entwässerungsrinnen *v* an, welche dasselbe durch Entwässerungsgräben *k l*, *m n*, *o p* und *q r* dem Hauptableitungsgraben *t s* zuführen. Infolge der bedeutenden Länge *e f* des ganzen Hanges, sowie der

bedeutenden Überbreite zwischen den Punkten *n* und *f* erscheint von der sechsten Tafel an ein neuer Verteilungsgraben *uv* eingeschaltet, welcher aus der zu diesem Zwecke größer hergestellten Rieselrinne des sechsten Hanges gespeist wird; aus dem gleichen Grunde erscheint auch weiter ein Entwässerungsgraben *wx* eingeschaltet. Zu dieser Figur muß noch bemerkt werden, daß es sich empfehlen würde, das Abwasser des achten Hanges durch eine eigene (nicht gezeichnete) Entwässerungsrinne aufzufangen, statt direkt über die Grabenböschung in den Hauptableitungsgraben *ts* einfließen zu lassen, um der mit der Zeit zu gewärtigenden Beschädigung dieser Grabenböschung vorzubeugen.

c) Hangbau mit geneigten Rieselrinnen.

Während bei den früheren Bausystemen des Hangbaues die Rieselrinnen normal zu den Verteilungsgräben und horizontal angelegt werden, wird das

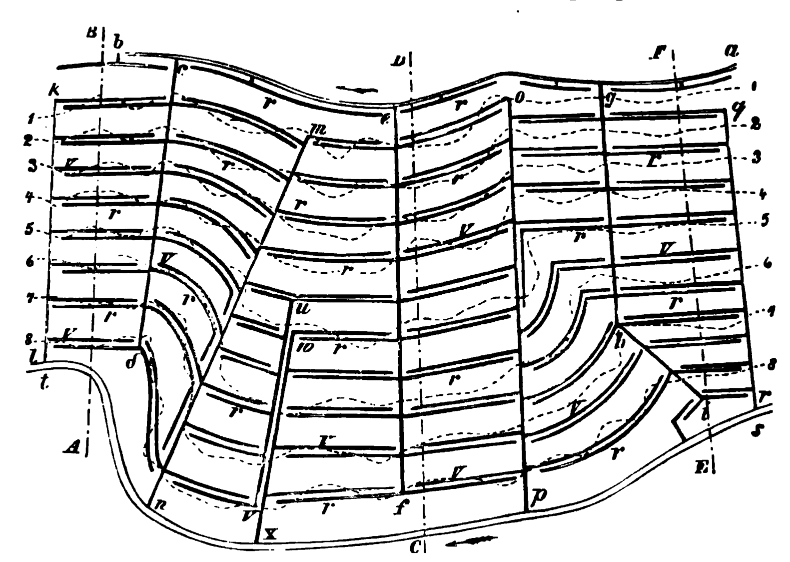


Fig. 425. Kunsthangbau mit Entwässerungsgräben auf kupiertem Terrain ohne Wiederbenutzung des Wassers.

zu besprechende Hangbausystem dadurch charakterisiert, daß die Rieselrinnen nicht nur unter einem spitzen Winkel gegen die Verteilungsgräben liegen, sondern auch ein Gefälle besitzen. Diese von dem Zubringer *ab* mittels der Verteilungsgräben *e* gespeisten Rieselrinnen *r* (Fig. 426), am Anfange 0,25 m breit, verjüngen sich gegen das Ende zu, entsprechend der Abnahme der notwendigen Kapazität, sehr stark; sie haben ferner beim Beginn dieselbe Tiefe wie die Verteilungsgräben *e*, welche auf den Rücken (Firstlinien) des wellenförmigen Terrains, für welches dieses System sehr gut verwendbar ist, angelegt sind, also 0,20—0,25 m, und verringert sich die Tiefe gegen das Ende zu bis auf 0,15 m. Dabei besitzen die Rieselrinnen eine Länge von zumeist 20—25 m. Als stärkstes zulässiges Gefälle empfiehlt Keelhoff 5 ‰, indem bei stärkerem Gefälle ein unregelmäßiges Überrieseln stattfindet. Die

Entfernung der Rieselrinnen, also die Breite der Hangtafeln, ist eine verschiedene und beträgt bei schwächerem Gefälle 5 m, bei stärkerem Gefälle 10 m. Falls trotz der Verjüngung der Rieselrinnen gegen das Ende zu das Überrieseln in einzelnen Partien nicht gleichförmig vor sich gehen würde, müßte durch Stau, also durch Einlegung von Rasenstücken, eine Regelung des Ausflusses erfolgen. In den Mulden des wellenförmigen Terrains werden die Entwässerungsgräben *f* mit zunehmender Breite nach unten angelegt, welche in einen Sammelgraben *gh* einmünden, welcher, als Zubringer der unteren Abteilung dienend, derselben durch die Rieselrinnen *r'* das Wasser zuführt, während das Abwasser durch die Entwässerungsgräben *f'* in den Ableitungsgraben *cd* einfließt und durch diesen dem Entwässerungsrezipienten zugeführt wird. *ii* sind kleine Entwässerungsrinnen, welche aus dem

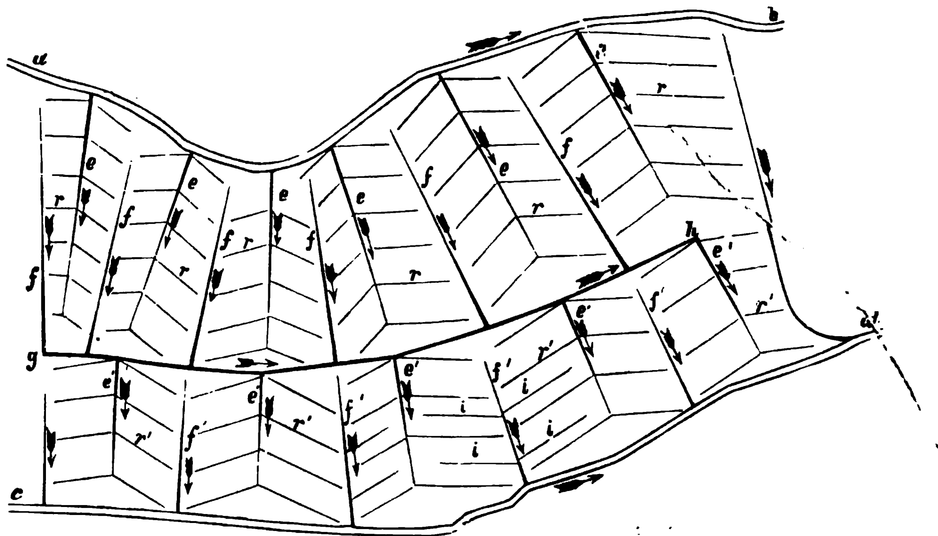


Fig. 426. Etagenhangbau mit geneigten Rieselrinnen.

Grunde eingeschaltet sind, weil das Terrain an diesen Stellen neben der größeren Hauptmulde *f'* auch noch einzelne kleine Quermulden in der Richtung *i* aufweist, welche entwässert werden müssen. An diesen Stellen werden die Rieselrinnen an beiden Seiten überschlagen müssen, so daß dieser Teil der Anlage einen natürlichen Rückenbau vorstellen wird.

Ein zweites Beispiel eines Hangbaues mit geneigten Rieselrinnen ist durch Fig. 427 dargestellt, in welcher wieder *ab* der Hauptzubringer ist, welcher jedoch durch Abzweigungen (Nebenzubringer) *bc*, *bd* und *aef* die ganze Fläche in drei Abteilungen *I*, *II* und *III* teilt und die Versorgung jeder der Abteilungen mit frischem Wasser ermöglicht. Das von der Abteilung *II* herabkommende Abwasser wird von dem Sammelgraben *gh* aufgefangen, um die Abteilung *III* herumgeführt und kann zur Wiederverweudung für eine andere Bewässerungsfläche gelangen.

Dieses Bausystem setzt zumeist nur eine unbedeutende Terrainoberflächenbearbeitung voraus, kann daher zum natürlichen Hangbau gerechnet

werden. Zum Schlusse soll noch eines etagenförmigen Bausystemes, des Wasserzubringers Erwähnung getan werden, wie solches Prof. Dr. Dünkelberg zuerst in der Gemeinde Nachod in Böhmen mit Erfolg eingeführt hat.[1])

Wenn das Gelände, über welches die aufgedämmten Zuleitungen hinziehen, annähernd nur 20—30 ‰ Gefälle auf längere Strecken aufweist und der Hangbau beibehalten werden soll, dann kann man die Sohle des Zubringers mit einem Gefälle von 1 ‰ in Etagen in der Weise durchführen, daß jede Sektion des Zubringers zum Teil im Einschnitt (*CD* und *EB*), zum Teil in der Aufdämmung liegt (*AC* und *DE*, Fig. 428). Der erstere Teil wird das Entwässerungswasser,

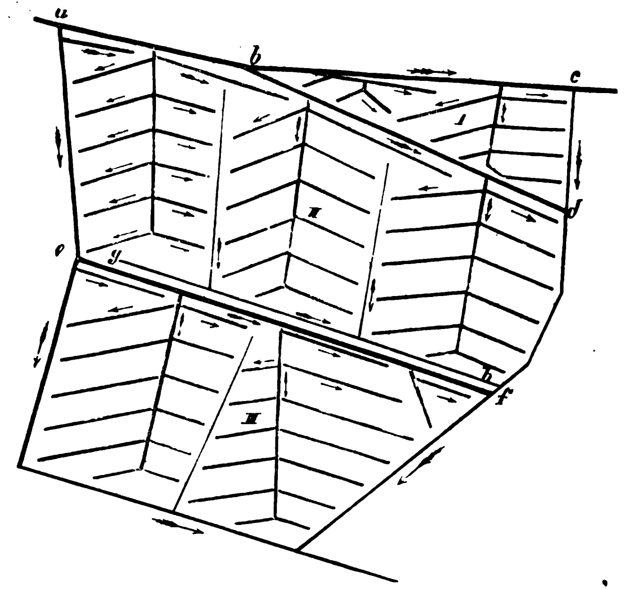


Fig. 427. Hangbau mit geneigten Rieselrinnen.

das in die Entwässerungsrinnen b_1, b_2 eintritt, mittels der Verbindungsgräben c_1 und c_2 aufnehmen, also entwässernd wirken. Die die 25—30 cm hohen Gefällsbrüche vermittelnden Etagenflächen d_1, d_2, sowie der untere an-

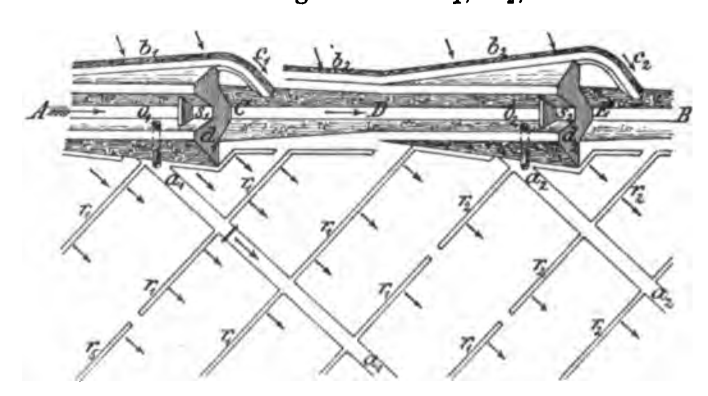


Fig. 428. Etagenförmiger Zubringer (nach Dünkelberg).

schließende Teil der Grabensohle müssen jedoch gut gegen Unterspülung und Auskolkung gesichert werden (Fig. 428). Das durch Einsetzen der Schütze s_1 gestaute Wasser tritt durch ein im Damme befindliches Tonrohr o_1 in den

---

[1]) Dünkelberg, Der Wiesenbau. Braunschweig 1894. Verlag von Vieweg & Sohn.

Verteilungsgraben a_1 und von hier durch Aufstau mit einer Stechschütze oder eines Rasenziegels in die Rieselrinnen r_1 ein. Als vorwiegenden Vorteil gibt Prof. Dr. Dünkelberg die Möglichkeit, bei 20 °/₀₀ Terraingefälle noch Hangbau durchzuführen, an, weil jenseits der obersten Grabendämme der Bau eines besonderen tief eingeschnittenen Entwässerungsgrabens erspart wird und das Rieselwasser, auf der Oberfläche in aufgedämmten Gräben fortgeleitet, leicht auf die Oberfläche zu bringen ist. Hingegen besteht der Nachteil einer Auskolkung der Sohle bei den Etagen hinter den Stauschützen im Falle mangelnder separater Versicherung, ferner daß neben dem Sohlengefälle von 1 °/₀₀ noch bei jeder Etage 25—30 cm für die Höhenlage des Grabens verloren gehen, der Bewässerungsgraben also in der Fläche immer weiter nach unten rückt und dadurch einen stetig verkleinerten Flächenstreifen beherrscht.

Bei vielen natürlichen Hangbauten Deutschlands hat man, um die kostspielige Erhaltung der Versicherung von Sohlengefällsbrüchen zu umgehen, bei größeren Gräben, aus welchen direkt gewässert wird, die Abtreppung nicht in die Sohle, sondern in die Grabenborde (Dammkrone) verlegt und durch diese Stufen den Unterschied zwischen dem Terraingefälle und dem notwendigen Wasserspiegelgefälle bezw. der Rieselkante durch verschiedene Bordhöhen mittels Anschüttung ausgeglichen, dabei der Grabensohle ein kontinuierliches Gefälle gegeben.

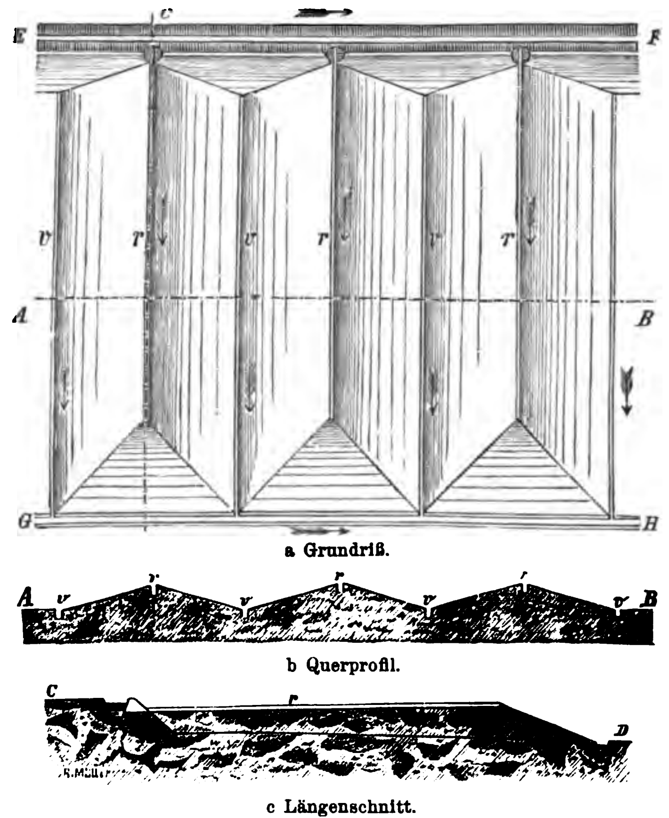
d) Staugrabenrieselung.

Um das System der Verteilungs- und Rieselrinnen bei Hangbauten möglichst zu vereinfachen, wurden neuerlich erfolgreiche Versuche dahin gehend gemacht, größere Wassermengen bis zu etwa 500 sl. aus einzelnen über das Terrain aufgedämmten Gräben einseitig über den Grabenbord überschlagen zu lassen und mit dieser Wassermenge einen breiten Hang von sehr geringem natürlichen Gefälle zu berieseln. Hierbei wird mit der pro laufenden Meter des „Staugrabens" austretenden Wassermenge bis auf 5 sl. hinaufgegangen. Naturgemäß muß der Grabenrand, über den dieser Wasserabfluß erfolgt, sorgfältigst horizontal gelegt und bei größerer Überhöhung über das anliegende zu berieselnde Terrain mit sehr flacher Böschung angelegt werden. Die einzelnen Haltungen, in welche der Staugraben durch kleine Stauschleusen unterteilt wird, müssen hierbei einen Niveauunterschied von mindestens der Stärke der zum Überschlagen gelangenden Wasserschichte besitzen, da sonst das Überschlagen nicht auf eine einzelne Haltung beschränkt bleiben kann. Bezüglich näherer Details derartiger Anlagen sei auf eine Abhandlung von Prof. Dr. P. Kresnik im Jahrgange 1903 der österr. Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst verwiesen.

2. Der Rückenbau.

Der prinzipielle Unterschied zwischen Hang- und Rückenbau besteht, wie bereits früher erwähnt, darin, daß beim Rückenbau das Wasser auf beiden Seiten der Rieselrinnen überschlägt, dieselben also in der Mitte und in der Firstlinie jeder Tafel — der Rückentafel — liegen. In sehr seltenen Fällen wird ein wellenförmiges Terrain derart beschaffen sein, daß es ohne

jede Planierung und Umarbeitung die Anlage eines natürlichen Rückenbaues gestattet. Zumeist wird es nur in schwach geneigtem Terrain **mit einem Gefälle kleiner als** $25^0/_{00}$ durch vollständige Umarbeitung des Terrains, also als Kunstrückenbau rationell anzuwenden sein. Die Längenrichtung der Rieselrinnen, also auch der Rücken, liegt gewöhnlich in dem natürlichen Gefälle des Terrains. Da die Rieselrinnen wie beim Hangbau behufs gleichförmiger Überrieselung horizontal oder mit nur geringem Gefälle angelegt werden sollen, müssen demnach die Rücken in der Richtung des Terrain-



a Grundriß.

b Querprofil.

c Längenschnitt.

Fig. 429. Rückenbau.

hauptgefälles horizontal hergestellt werden, was eine Aufdämmung am Ende und eine Abgrabung am Anfang des Rückens notwendig macht; desgleichen wird behufs Herstellung der dachförmigen Gestalt jedes Rückens das Terrain auch einer durchgreifenden Umarbeitung in der senkrecht auf das Hauptterraingefälle liegenden Richtung unterworfen werden müssen. Es wird also der Kunstrückenbau das **teuerste** Bewässerungsbausystem darstellen.

Die Grundform einer Rückenbauanlage wird im allgemeinen durch die in Fig. 429 gegebene Darstellung repräsentiert werden. Ist das Flächengefälle zwischen dem Zubringer EF und dem Entwässerungsgraben GH kleiner wie $25^0/_{00}$, also eine Hangbewässerung nicht durchführbar, dann wird das nötige

Gefälle durch eine künstliche Erhöhung des Terrains in Form von Rücken (dachförmigen Flächen) [Fig. 429 b] senkrecht auf das Terraingefälle gewonnen werden können. Die beiden dachförmigen Flächen pflegt man zusammen die Rückentafel, jede einzelne Fläche Rückenhang und die hoch gelegene Zusammenstoßlinie, in welcher die Rieselrinne r liegt, den First zu nennen. In die tief gelegene Mulde zwischen zwei Rückenhängen wird die Entwässerungsrinne v gelegt. Die Breite der Rückentafel, d. i. die Entfernung zweier Entwässerungsrinnen, ist eine variable und unterscheidet man in dieser Beziehung breite und schmale Rücken. Die Länge des Rückens entspricht so ziemlich der Länge der Rieselrinne; sie hängt natürlich von dem Gefälle des Terrains ab, in dessen Richtung eben der First liegt. Nehmen wir das maximale Terraingefälle bei Anwendung des Brückenbaues mit rund $20\,^0/_{00}$ an, so wird bei einer Länge der horizontalen Rieselrinne von 20 m der Endpunkt des Firstes

$$(1000 \text{ m} : 20 = 20 : x, \text{ also } x = \frac{400}{1000} = 0{,}4 \text{ m})$$

um 0,40 m höher als das Terrain liegen; die mittlere Aufdämmung wird also $h_m = 0{,}20$ m betragen. Die Breite der Rücken steht im Zusammenhange mit der Länge; je länger der Rücken, desto größer wird h_m bei ein und demselben Terraingefälle sein. Da nun das Gefälle (Abböschung) der beiden Rückenhänge ein konstantes ist (bei durchlässigem Boden wird dasselbe mit $40\,^0/_{00}$, bei schwerem, undurchlässigem Boden $60\,^0/_{00}$, im Mittel der Bodengattungen also $50\,^0/_{00}$), so wird sich danach die Breite leicht berechnen lassen. Bei $h_m = 0{,}20$ und $50\,^0/_{00}$ Gefälle der Rückenhänge wird $\frac{b}{2} = 4$, also $b = 8$ m werden.

Wird umgekehrt die Rückenbreite angenommen, so wird sich danach die mittlere Rückenhöhe richten. Man macht die Rückenbreite gleich einem Vielfachen der Schwadenbreite beim Mähen (2 m), also die schmalsten Rücken für je 2 Schwaden auf einem Hange 8 m breit, für 2×3 Schwaden 12 m breit etc. Die sogen. breiten Rücken variieren zwischen 16 und 56 m. Lange und schmälere Rücken sind für die Einerntung viel vorteilhafter als kurze und breite Rücken. Da nun in ersterem Falle zu hohe Aufdämmungen resultieren und die Beschaffung dieser großen Auftragsmassen sehr teuer käme, so wird man lange Rücken als Etagenrückenbau durchführen, welcher wie beim Etagenhangbau eine wiederholte Benutzung des Rieselwassers ermöglicht. Weiter können auch unter Umständen die Rücken ihrer Länge nach senkrecht auf das Terraingefälle, die Firstlinien also parallel mit den Horizontalschichtenlinien gelegt werden. Wir werden die üblichen Dimensionierungen der Rückentafeln bei Besprechung der verschiedenen Bauweisen kennen lernen. Bezüglich der Gestaltung der Rückenhänge ist zu berücksichtigen, daß die eine der Leitlinien dieser Fläche die horizontale Firstlinie, die andere die nach dem Terraingefälle geneigte Linie der Entwässerungsrinne ist, somit der Rückenhang zumeist eine windschiefe Fläche darstellen wird, deren Gefälle von oben nach unten zu größer wird. Das Wasser wird also, der Linie des größten Falles folgend, nicht normal zur Rieselrinne, sondern unter einem Winkel geneigt herabrieseln.

a) Natürlicher Rückenbau.

Wie bereits erwähnt, wird eine Rückenbewässerung ohne jede Umformung der Terrainoberfläche zu den größten Seltenheiten gehören und nur in einzelnen kleineren Partien einer großen Bewässerungsanlage in welligem Terrain durchführbar werden. Zumeist wird zum natürlichen Rückenbau auch jenes Bausystem, „halber Rückenbau" genannt, gezählt, bei welchem

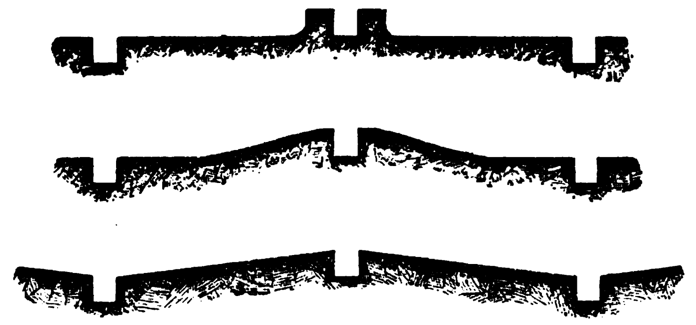


Fig. 430. Halber Rückenbau.

im allgemeinen die Gestaltung der natürlichen Bodenoberfläche insoweit beibehalten wird, als keine namhafteren und tieferen Flächenplanien durchgeführt werden, was insbesondere dann direkt vermieden werden muß, wenn durch die Abgrabung unfruchtbarer Boden aufgedeckt würde. In diesem Falle werden die beiden Entwässerungsrinnen jeder Rückentafel ausgehoben und mit diesem Material in der Mitte des Rückens zwei Dämmchen hergestellt, durch welche die Rieselrinne gebildet erscheint. In dem Maße, als im Laufe der Zeit durch die notwendigen Grabenreinigungen vor jeder Wässerung Material gewonnen wird, werden durch allmähliche Anschüttungen an die ursprünglichen Dämme der Rieselrinnen und Ebnung des Materiales nach und nach die regelmäßigen Rückenhänge hergestellt, welche fortschreitende Entwicklung der Bauarbeit aus Fig. 430 zu ersehen ist. In ähnlicher Weise wird ein natürlicher Rückenbau mit schiefen Rieselrinnen durchgeführt werden, wie er beispielsweise in der fränkischen Schweiz bei manchen Anlagen angetroffen wird. In Fig. 431 bedeutet *a b* den teilweise aufgedämmten Verteilungsgraben (40 cm breit und 40 cm tief), welcher die Rieselrinnen (z. B. *c d*) dadurch speist, daß derselbe unterhalb der Abzweigstelle der Rieselrinne mit einer kleinen hölzernen Handschütze provisorisch abgesperrt wird. Die Rieselrinnen sind 10—12 m lang, haben ein mittleres Profil von 20/20 cm, bei *d* die Tiefe des Verteilungsgrabens, bei *c* die Tiefe gleich Null; die Überfallkante ist horizontal. Die in Entfernungen von 8—10 m gelegten schiefen Rieselrinnen sind an ihren Enden zumeist aufgedämmt, wie dies bei einer derselben in Fig. 431 durch Terrainschraffierung angedeutet erscheint.

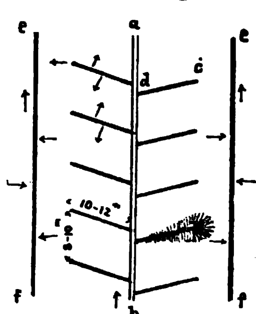


Fig. 431. Natürlicher Rückenbau mit schiefen Rieselrinnen.

Um bei Einhaltung des notwendigen Normalgefälles des Zubringers bei stärkerem Gefälle des Terrains mit der Grabensohle nicht über dasselbe zu kommen, können entsprechend dieser Gefällsdifferenz an einzelnen Stellen Abfallschleusen eingebaut werden, durch welche 0,3—0,5 m hohe Stufen in der Grabensohle gebildet werden (siehe die frühere Fig. 351). Ein anderes instruktives Beispiel eines natürlichen Rückenbaues soll in dem Absatze „Beispiele über ausgeführte Bodenmeliorationen" im Detail erklärt werden. In den meisten Fällen wird, wo Rückenbau überhaupt in Anwendung kommt, der Kunstbau die Regel sein.

b) Kunst-Rückenbau.

Bei der hier notwendig werdenden völligen Umgestaltung der Terrainoberfläche direkt in die fertigen Rückentafeln muß das Prinzip der Massenausgleichung zwischen Auf- und Abtrag tunlichst eingehalten werden, sobald die in Mitleidenschaft genommene Erdschichte entsprechend produktiv ist. Die Anordnung der Rückentafeln, ihre Dimensionierung und weitere Ausgestaltung der Anlage ist wohl zum Teil von der Bodenbeschaffenheit, dem Gefälle, dem verfügbaren Wasserquantum, den Eigentumsgrenzen, ferner von der Lage der Straßen und Feldwege, von der Kulturgattung und der Art der Einerntung, sehr häufig jedoch auch von der individuellen Ansicht des Projektanten abhängig. Die Art der Durchführung ist daher eine äußerst mannigfaltige. Im nachstehenden will ich die markantesten Typen des Kunstrückenbaues, wie solche sich auf ausgeführten Bauten auch mit Bezug auf die lokalen Verhältnisse bewährt haben, hervorheben.

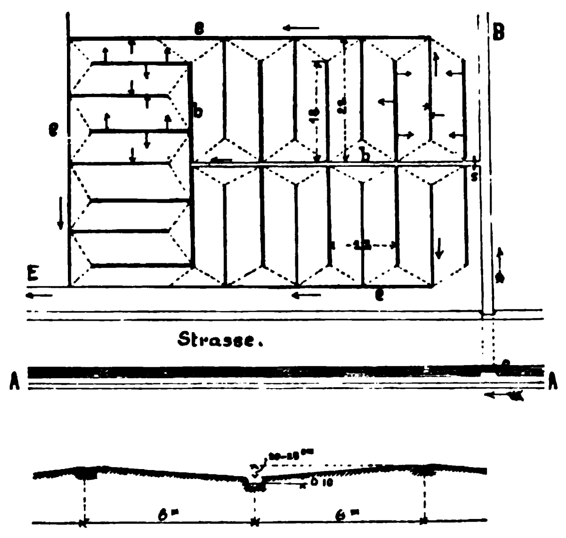


Fig. 432. Kunstrückenbau bei Meinersen.

Fig. 432 stellt einen Teil der Rückenbauanlage in Meinersen (Hannover) vor, wie solche in den Jahren 1830—1850 gebaut wurden und glänzende Erträgnisse aufweisen (3 schürige Wiesen mit 100 m/Ztr. Dürrheu pro Hektar). Das dungreiche Wasser des Okerflusses gelangt durch einen neben der Straße sich hinziehenden Hauptzubringer AA mittels eines durch eine Schütze S versperrbaren Straßendurchlasses in den Nebenzubringer B, aus diesem durch Öffnen der Schütze s in den Verteilungsgraben b, aus diesem in die Rieselrinnen. Das abgewässerte Wasser fließt durch die Entwässerungsrinnen e in den Entwässerungsgraben E ab. Die Rieselrinnen selbst sind 18 m lang, die Breite der Rückentafeln beträgt 12 m, ihre totale Länge (bis zum Fuße)

22 m. Das Gefälle der Rückenhänge beträgt auf 6 m 20—25 cm, d. h. ca. 40 ‰. Die Verteilungsgräben sind 40 cm breit und 0,30 cm tief, die Rieselrinnen im Anfang 15 cm breit und 15 cm tief, am Ende 10 cm breit und 0 cm tief.

Eine zweite Anlage mit breitem Rücken bei Langlingen in Hannover ist aus Fig. 433 zu entnehmen. Parallel zu dem Zubringer *A* läuft der Verteilungsgraben *B*, aus welchem die Rieselrinnen *b* gespeist werden. Die Breite der Rückentafeln beträgt 56 m und haben die Rückenhänge ein Gefälle von nur 5,4 ‰. Um bei diesem geringen Gefälle ein gleichförmiges Überrieseln zu ermöglichen, sind zwischen der Rieselrinne und der Entwässerungsrinne *e* noch sekundäre Rieselrinnen (Fangrippen *f*) eingeschaltet. Ist die Verteilung auf einem so breiten Rücken an und für sich schon schwierig, dann wird die Bewässerung aus einer einzigen Rieselrinne in dem Falle, als diese Rücken auch noch sehr lang werden, wie dies in dem ebenen Heideland Hannovers sehr häufig eintritt, geradezu zur Unmöglichkeit. Da in einem solchen Falle die Rieselrinne sehr viel Wasser zuzuführen hat, so kann nachstehendes System zur Durchführung gelangen. Parallel zu dem Zubringer *A* (Fig. 434) wird auf der andern Seite eines Heufahrweges ein Wässergraben *B* geführt; aus demselben zweigen nun, längs der Rückenfirste laufend, Verteilungsgräben *b* ab, welche entsprechend dem zu transportierenden Wasserquantum genügend groß dimensioniert und mit einem schwachen Gefälle versehen sind. Parallel zu diesen liegen auf beiden Seiten je eine horizontale Rieselrinne *a*, welche in Entfernungen von 40 m mit dem Verteilungsgraben durch ein 180 mm weites Tonrohr in Verbindung gesetzt sind. Das abgerieselte Wasser sammelt sich in den Entwässerungsrinnen *c* an und kann abgeleitet werden oder zur Wiederverwendung gelangen. Die Rücken sind in obigem Beispiele 40 m breit und verschieden, jedoch beträchtlich lang. Die im Jahre 1878 gebaute Anlage ergibt nach der Melioration einen 20fachen Pachtertrag. Die Böschungen der Hauptzubringer, obwohl letztere ganz in lockerem Sandboden liegen, wurden beim Bau nicht versichert, da sie sich in kurzer Zeit infolge des sehr schlickreichen Okerwassers selbst berasten. Die Abzweigung der parallelen Rieselrinnen *b* aus dem Verteilungsgraben *a* kann auch in der aus Fig. 435 ersichtlichen Weise mit kurzen Verbindungsgräben erfolgen. Die Einleitung in diese Partialrinnen erfolgt durch Einsetzung kleiner Hand-Stechschützen.

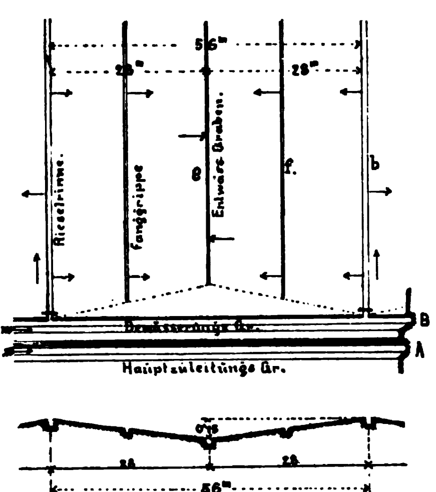


Fig. 433. Rückenbau oberhalb Langlingen.

Bei sehr langen und breiten Rücken kann endlich die Berieselung derselben dadurch erfolgen, daß man jeden Rückenhang als separaten Etagen-Kunsthangbau in der Weise durchführt, daß, wie früher, der Verteilungsgraben

auf dem Firste mit Gefälle, gegen das Ende immer kleiner werdend, geführt wird, aus welcher mehrere parallele Rieselrinnen entweder mit frischem Wasser oder mit Abwasser oder gemischt gespeist werden, wie dies aus Fig. 436 zu ersehen ist.

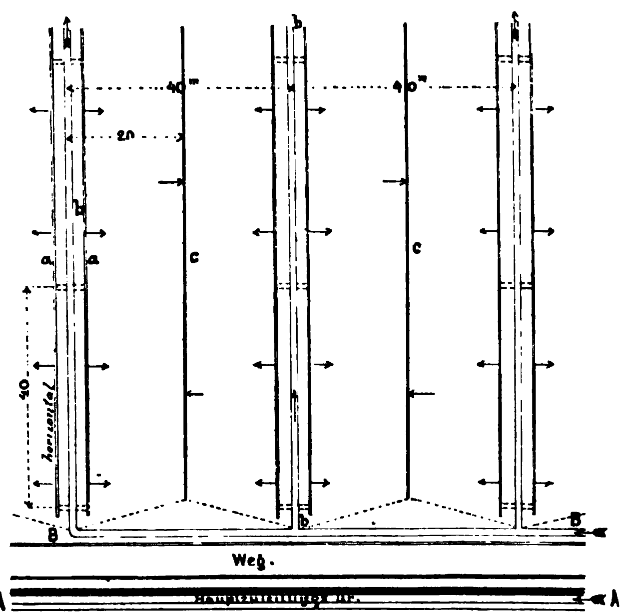


Fig. 434. Rückenbauanlage bei Volksee.

Im Falle die Meliorationsfläche eine regelmäßige ist, werden die einzelnen Rückentafeln Rechtecke von verschiedenen Ausmaßen bilden; ist dieselbe jedoch eine unregelmäßige, dann werden die Tafeln gemischtlinig begrenzte

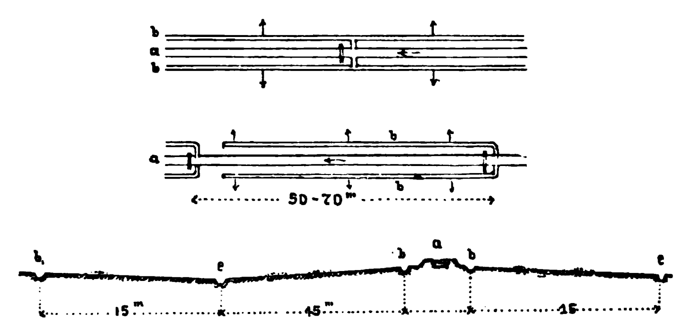


Fig. 435. Abzweigung der Wassergräben aus dem Hauptgraben.

Figuren darstellen, wie dies beispielsweise in Fig. 437 der Fall ist. Der Wasserzuleitungsgraben *a b* und der Entwässerungsgraben *c d* werden im allgemeinen die Richtung der Horizontalkurven erhalten. Um ein zu starkes Divergieren der normal zu den Schichtenlinien liegenden Rieselrinnen *r* in scharfen Krümmungen zu vermeiden, wird eine Gabelung *r'* in der aus der

Figur zu entnehmenden Weise sich als zweckmäßig herausstellen. Soll das von einem Rückensystem abgerieselte Wasser zur Wiederverwendung auf tiefer liegende Flächen gelangen, dann werden keine eigentlichen Entwässerungsgräben angelegt werden, sondern stellen dieselben die Verteilungsgräben für die nächst unterhalb liegende Abteilung vor und münden in diese direkt die Entwässerungsrinnen der oberen Tafeln ein. Die bauliche Durchführung solcher Rückenbauanlagen mit Wiederbenutzung des Abwassers kann eine mannigfaltige sein. Fig. 438 zeigt eine Anlage, bei welcher die Rückenfirste in der Linie des größten Gefälles liegen. Der ganze Flächenstreifen erscheint durch den Zubringer, zugleich Verteilungsgraben *a b*, den zwei als Sammel- und Verteilungsgräben dienenden Gräben *c d* und *e f* und dem Entwässerungsgraben *g h* in 3 Abteilungen geteilt. Diese 4 Hauptgräben sind durch einen Transversalgraben *i k* verbunden, welcher die eventuelle Zuführung von frischem Wasser für jede Abteilung ermöglicht. Aus nebenstehendem Quer-

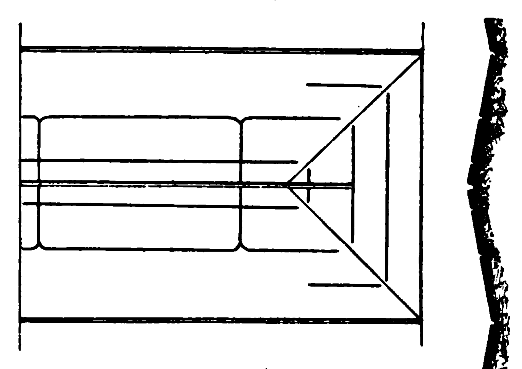


Fig. 436. Rücken mit Transportiergraben.

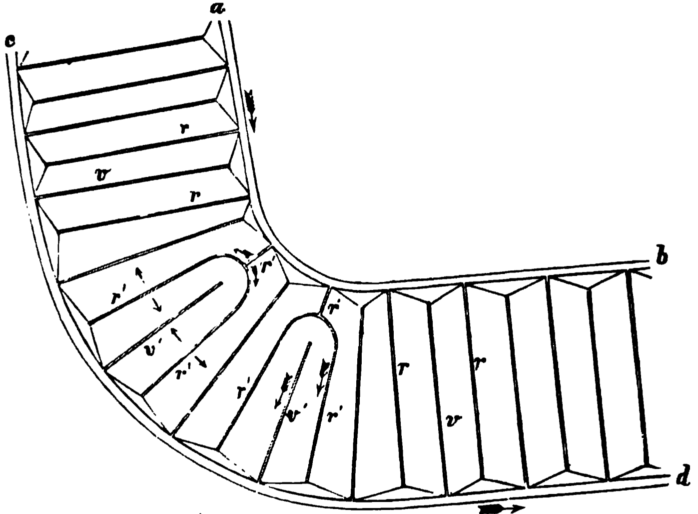


Fig. 437. Rückenbau auf kupiertem Terrain.

schnitt ist die gegenseitige Tiefenlage der Gräben und Abteilungen zu ersehen. Abweichend von dieser Durchführungsart sind in Fig 439 die Firste der Rücken parallel mit den Horizontalkurven gelegt. Aus dem Zubringer *a b* werden mittels eigener Verteilungsrinnen *z* die obersten Hangtafeln als Hangbau berieselt; aus dem Zubringer zweigen die Verteilungsgräben *g g* ab, welche die Rieselrinnen *r* speisen. Das in den Entwässerungsrinnen *v* ge-

sammelte Abwasser gelangt durch die Entwässerungsgräben *h* in den Sammelgraben *c d*, welcher in gleicher Weise wie *a b* zur Bewässerung der unteren Abteilung dient. *e f* ist der Entwässerungsgraben der Anlage. Sollte eventuell

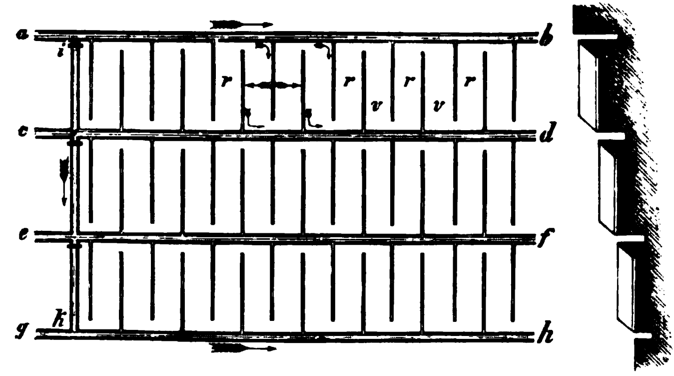


Fig. 438. Wiederbenutzung des Wassers beim Rückenbau.

auch eine Wässerung der unteren Abteilung mit frischem Wasser erwünscht sein, dann müßte eine absperrbare Verbindung des Grabens *a b* mit *c d* durch Verlängerung eines Grabens *g* hergestellt werden. Wünschenswert erscheint endlich noch die Anlage von Entwässerungsrinnen oberhalb der Gräben *c d* und *e f*, und zwar parallel mit diesen, damit das aus den letzten Rieselrinnen

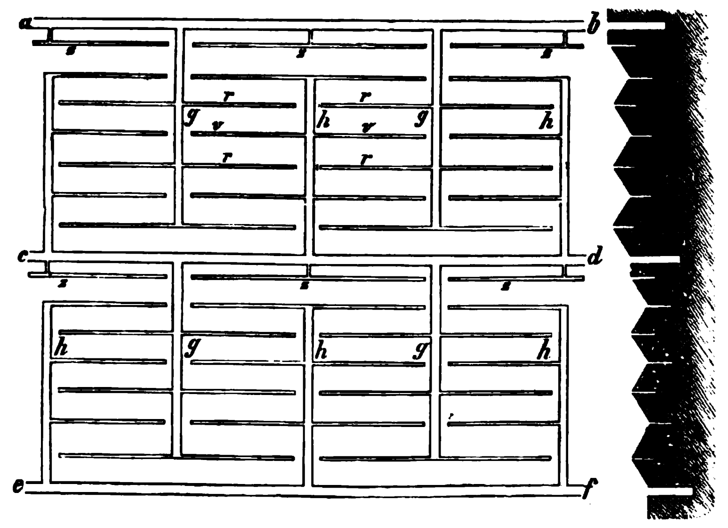


Fig. 439. Wiederbenutzung des Wassers beim Rückenbau (Rücken parallel zu den Horizontalkurven).

dieser Abteilungen abrinnende Wasser nicht gezwungen wird, direkt über die Böschungen der Gräben *c d* und *e f* in letztere einzufließen. Eine sehr vollkommene Durchführungsweise ist durch Fig. 440 repräsentiert. Die Rücken liegen hier wieder im größten Terraingefälle und ist durch die aus der Zeichnung deutlich wahrnehmbare Art der Grabenführung jede Kombination

in der Art der Bewässerung mit frischem oder mit Abwasser ermöglicht. Die zwischen den einzelnen Abteilungen gelassenen breiten Streifen Wiesenlandes *D* dienen gleichzeitig als Heuabfuhrwege und werden als Hangbau durch die Rieselrinnen *p* bewässert.

Eine spezielle Abart des Rückenbaues bildet der

c) Etagenrückenbau.

Dieses insbesondere auch für natürlichen Rückenbau sich eignende System setzt sehr lange (oft mehrere 100 m) Rücken voraus, bei welchen nicht nur

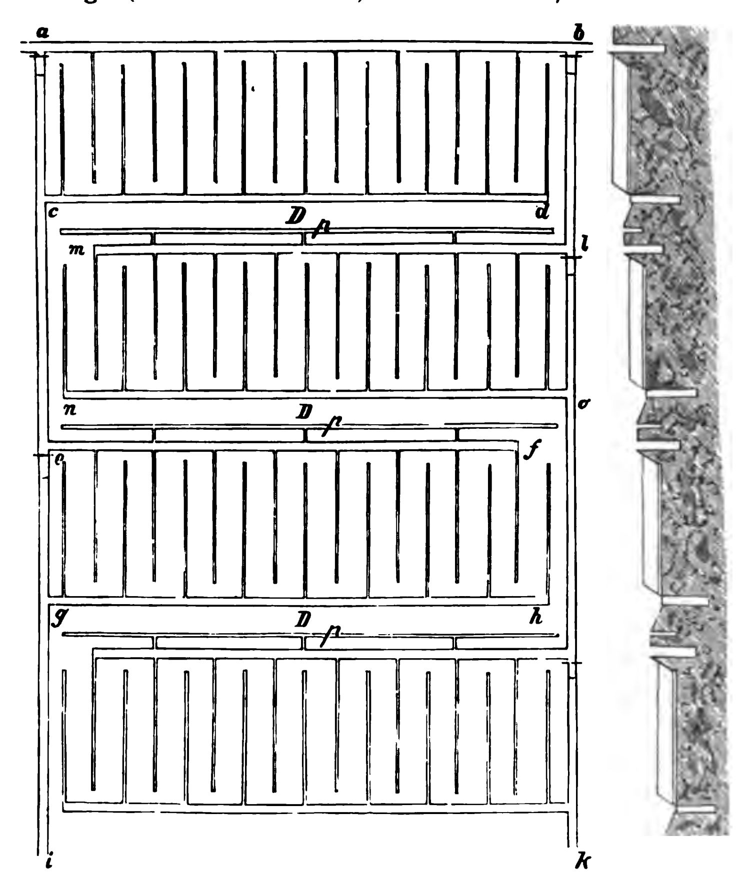


Fig. 440. Wiederbenutzung des Wassers beim Rückenbau.

eine oftmalige Wiederverwendung des Rieselwassers ohne Entwässerungsgräben Platz greift, sondern das in den Entwässerungsrinnen (Rückenmulden) gesammelte Wasser direkt wieder in die Rieselrinnen der unterhalb liegenden Rücken eingeleitet wird. Fig. 441 zeigt die Anordnung der Rücken nach dem Etagensystem. Die horizontalen, in der Richtung des stärksten Terraingefälles liegenden Rücken *I*, *II*, *III* etc. sind durch je nach dem Terraingefälle verschieden hohe, jedoch sehr sanft geneigte, schiefe Ebenen *d* verbunden. Auf dem Firste der Rücken befindet sich nun ein mit Gefälle angelegter

Verteilungsgraben *a*, welcher das nötige Wasser vom Hauptwassergraben *A* bis zu dem letzten, oft einige 100 m entfernt liegenden Rücken führt. Parallel zu diesem Firstgraben *a* liegen zu beiden Seiten die Rieselrinnen *r*, welche durch Schließen der Schütze *s* gespeist werden, in den Rückenmulden die Entwässerungsrinnen *b*; in letzteren sammelt sich das Rieselabwasser. Die Entwässerungsrinnen *b* sind nun durch über die schiefen Ebenen gezogene Verbindungsrinnen *c* mit dem Verteilungsgraben a_1 des nächst tiefer liegenden Rückens verbunden, welchem also das Abwasser des höheren Rückens zugeführt wird, wenn die untere Entwässerungsrinne an ihrem höchsten Punkte s_1 abgesperrt wird. Unbeschadet dieser Wiederverwendung kann natürlich durch den entsprechend großen Verteilungsgraben *a* auch frisches Wasser jedem Rücken zugeführt werden; derselbe erhält ein Sohlengefälle von ca. $1\,^0/_{00}$ und

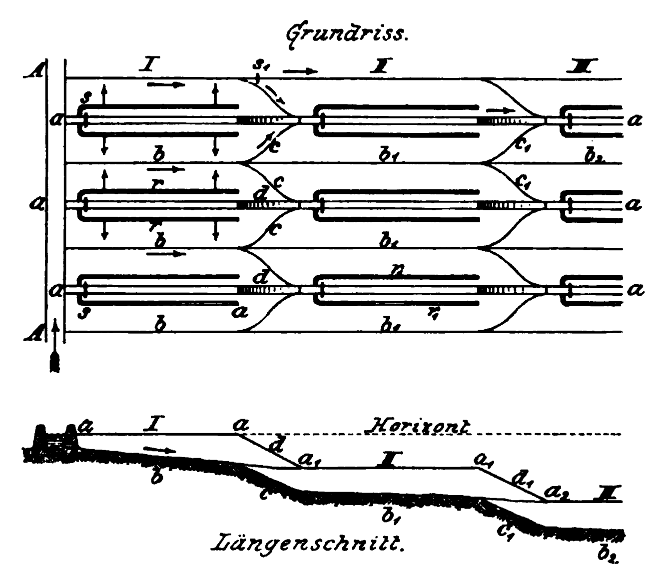


Fig. 441. Etagenrückenbau mit kombinierter frischer und Abwasserberieselung.

einen der notwendigen Kapazität entsprechenden Querschnitt. Der Graben wird beim natürlichen Rückenbau durch beiderseitige Aufdämmung gebildet, das Material hierzu aus den Entwässerungsrinnen gewonnen, welche muldenförmig mit sehr flachen (4 fachen) Böschungen ausgehoben werden. Ein Vorteil dieses Systems ist infolge der sehr langen, entsprechend breiten Rücken die bequeme Aberntung mit Maschinen und das Entfallen spezieller Heuabfuhrwege.

Während beim natürlichen Etagenrückenbau die Firste und Mulden fortlaufend in einer Richtung liegen, wechseln beim künstlichen Etagenrückenbau zumeist beide derart ab, daß in einer Richtung immer auf den First die Mulde (Entwässerungsrinne) der unterhalb liegenden Rückentafel folgt. Trotz der sehr flach anzulegenden Neigung der schiefen Ebenen *d* muß der darauf befindliche Teil des Verteilungsgrabens *a* wegen Unterspülung unter Umständen entsprechend gesichert werden. Aus diesem Grunde wird der natür-

liche Etagenrückenbau mitunter auch in der aus Fig. 442 ersichtlichen Weise hergestellt, bei welcher jedoch kein frisches Wasser, sondern nur Abwasser den unteren Rücken zugeführt werden kann, indem statt des Verteilungsgrabens a der früheren Figur bloß eine Rieselrinne a_1 längs des Rückens läuft und mit der unterhalb liegenden a_2 nicht in Verbindung steht, jedoch in die letztere durch die Verbindungsgräben c das Abwasser der Entwässerungsgräben b einfließt.

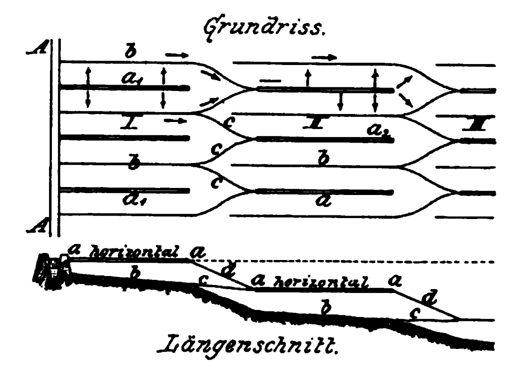


Fig. 442. Etagenrückenbau mit Abwasserberieselung.

VI. Die Röhrenbewässerung.

Statt wie bei den bisher besprochenen Bewässerungssystemen mittels offener Gräben kann ein in zweckdienlicher Tiefe und entsprechendem Umfange unterirdisch verlegtes dichtes Rohrnetz, aus Steinzeug-, Zement- oder Gußeisenröhren bestehend, die Sammlung oder den Transport des zur Bewässerung dienenden Wassers vermitteln. Dasselbe kann entweder unter niederem Druck in ein oberirdisches Grabennetz eingeleitet und weiter verteilt oder unter Hochdruck mittels transportabler oberirdischer Rohr- und Schlauchleitungen über die Kulturen gespritzt werden.

Da derartige Bauanlagen zufolge ihrer größeren Kosten in Einrichtung und Betrieb meist wohl nur für die Verteilung von Abwässern zwecks Unschädlichmachung und landwirtschaftlicher Verwertung ausgeführt werden, wird bezüglich dieser Bewässerungsmethoden auf das im II. Bande dieses Handbuches zur Behandlung gelangende Kapitel: „Reinigung der Abwässer" verwiesen.

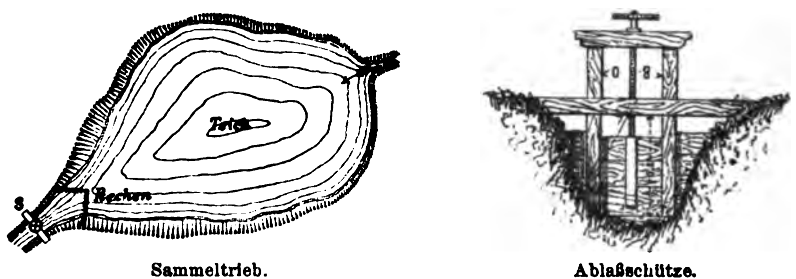
VII. Drainierte Rieselwiesen.

Das durch Drainage von Ackerflächen gewonnene Wasser kann entweder durch den Sammeldrain in das offene Bewässerungsgrabennetz einer tiefer gelegenen, ebenfalls drainierten Rieselwiese, also mit natürlichem Drucke (mit Gravitation) eingeleitet und zur Wässerung verwendet werden oder aber kann durch periodische unterirdische Stauung (Absperrung der Drainröhrenstränge) das gesammelte Untergrundwasser durch Vertikalröhren bis auf die Terrainoberfläche derselben Wiesenparzelle gebracht und hier zur Bewässerung benutzt werden. Die erstere Gattung pflegt man kurzweg „drainierte Rieselwiesen", die letztere Methode das „Petersensche System" zu nennen.

1. Drainierte Rieselwiesen.

Im allgemeinen soll man Wiesen nie ausschließlich zum Zwecke der Bewässerung drainieren, sondern wird die Grundbedingung für die Anlage einer drainierten Rieselwiese die Notwendigkeit einer vorherigen Trockenlegung derselben bilden, da man durch die Bewässerung keinen entsprechen-

den Ersatz für das entnommene Grundwasser, insbesondere bei durchlässigeren Böden, bieten kann. Man wird überhaupt nur bündigen Untergrund für diese Meliorationsmethode heranziehen. Da die zu bewässernde Wiesenparzelle immer tiefer als das bezügliche Drainageauslaufobjekt liegen muß, so ergibt sich die Notwendigkeit eines bedeutenden Terraingefälles. In der Regel werden also nur Gebirgshangwiesen als drainierte Rieselwiesen zu bauen sein. Aus Tafel XII ist die Durchführung einer solchen 15 ha großen Anlage in Oberfranken zu ersehen. Der stark bündige Boden besteht teils aus Acker, teils aus Wiesen und verlangt in erster Linie eine Entwässerung mittels Drainage. Der untere Komplex der Wiesen wird teils durch das Meteor-, teils durch das Drainagewasser auch gleichzeitig nach dem System des Hangbaues bewässert. Zur Ansammlung des Wassers und Regulierung des Abflusses in die Wässergräben dienen vier kleine Teiche *a*, *b*, *c* und *d*, von welchen der größte (*a*) neu hergestellt wurde und in welchen der Sammeldrain der obersten Wiesenabteilung einmündet.



Sammeltrieb. Ablaßschütze.

Fig. 443. Teichanlage.

Eine solche kleine Teichanlage mit Fischrechen und Ablaßschütze *s* ist aus Fig. 443 zu ersehen; die Bewegung der Schützentafel erfolgt durch eine Schraubenspindel, deren feste Mutter im Schleusenholme gelagert ist. Die Bewässerung der obersten Wiesenabteilung erfolgt durch einen Riesel-(Wässer-) Graben (längs der Schichtenlinie 9,5 bayer. Fuß gelegen), in welchen das Wasser der oberhalb liegenden Ackerdrainage eingeleitet wird. Die unteren Partien des Wiesenkomplexes werden gleichfalls durch Rieselgräben bewässert, welche ihr Wasser aus einem Verteilungsgraben beziehen, in welchen sowohl das Meteorteichwasser als auch das Drainwasser einmündet. Die Rieselrinnen, senkrecht ausgehoben, sind 0,30 m breit und tief; die Sohle hat ein stetes schwaches Gefälle ohne Unterbrechungen, die Rieselkanten jedoch sind nahezu horizontal angelegt und je nach der Lage des Terrains in Entfernungen von 40—50 m mit senkrechten Absätzen von 0,05—0,30 m versehen. Der Verteilungsgraben hat 0,40 m Sohlenbreite, $1^1/_2$fache Böschung und ist 0,30 m tief. Die Drains liegen auf den Wiesen 10—12 m, auf den Äckern 8—10 m voneinander entfernt. Die Saugdrains haben 35 und 50 mm, die Sammeldrains 75 und 100 mm lichten Durchmesser. Die ganze 15 ha große Anlage kostete 4200 M., also pro Hektar 280 M.

Außer diesen drainierten Rieselwiesen mit Röhrenbewässerung im Gebirge können natürlich auch in ebenerem Terrain drainierte Wiesen mit

Flußwasser berieselt werden. Der Einfachheit wegen soll auch diese Art von drainierten Rieselwiesen an einem Beispiele — einer vom Ökonomierat Vincent projektierten Anlage — erläutert werden.

Eine zwischen einem Bache und einem Mühlgraben *a b* (Fig. 444) gelegene Wiese von 40 ha Größe mit leichtem, sandig-torfigem Untergrund war infolge

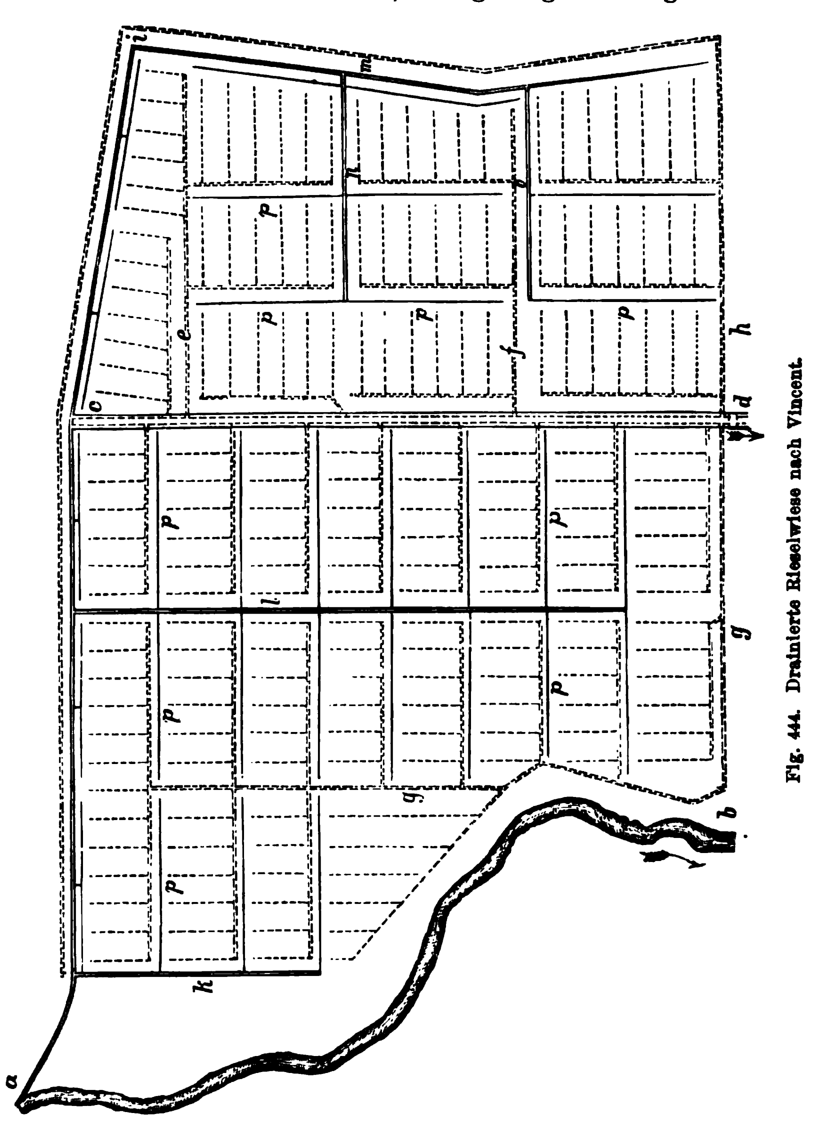


Fig. 444. Drainierte Rieselwiese nach Vincent.

Rückstau durch die Wehranlage versumpft. Das Gesamtgefälle betrug im ganzen nur 0,20 m, das Terrain konnte somit als nahezu horizontal bezeichnet werden. Um die für die Drainage nötige Vorflut zu schaffen und die Wiese einer Vorentwässerung zu unterziehen, wurde zuerst der Hauptentwässerungsgraben *c d* mit 1,5 m Tiefe, welcher weit unterhalb in den Bach einmündet,

sodann die offenen Nebenentwässerungsgräben *e*, *f*, *h* und *g* in gleicher Tiefe hergestellt, in welche die Sammeldrains der sodann gelegten Drainage einmünden. Die 30 mm weiten Saugdrains (einfach punktierte Linien) wurden am oberen Ende 0,90 m, am unteren Ende 1,10 m tief gelegt, um bei dem horizontalen Terrain ein künstliches Gefälle zu erhalten. Die Länge der Saugstränge beträgt 60 m, ihre Entfernung mit Rücksicht auf den sehr leichten Boden 22,6 m. Entsprechend der Länge der Saugdrains wurde die Wiese in Tafeln von ca. 70 m Breite und 150 m Länge, also ca. von 1 ha Größe eingeteilt. Die Sammeldrains (50 und 80 mm weit, durch doppelte, eng punktierte Linien angedeutet) wurden bei der Ausflußstelle in die offenen Gräben 1,40 m tief gelegt. Nachdem das Gebiet entsprechend entwässert war, wurde das Bewässerungsgrabennetz nach dem Hangbausystem durchgeführt. Von dem bei *a* durch eine Einlaßschleuse absperrbaren Hauptzubringer *a i* zweigen der Zubringer 2. Ordnung *m*, von diesem sowohl wie vom Hauptzubringer die Verteilungsgräben *k*, *l*, *n*, *o* ab, welche die Rieselrinnen (einfache volle Linien) speisen. Für die düngende Bewässerung ist eine Zuflußmenge von 12 sl. projektiert. Das Rieselwasser wird, über die Hänge laufend und einsickernd, von der Drainage allmählich aufgenommen. Bei starkem Zufluß soll der Wasserspiegel im Vorflutgraben selbst steigen und durch die so hergestellte Herabminderung des Draingefälles, also seiner Kapazität, eine Regulierung des Untergrundwassers erfolgen, während bei schwachem Zufluß aus dem Mühlgraben der Grundwasserspiegel durch Aufstau mittels der Schleuse *d* beliebig reguliert werden kann.

2. Das Petersensche Bewässerungssystem.

Bei diesem System, welches zum Teil in die Kategorie der Rückstausysteme gehört, wird das durch die Drainage gewonnene Untergrundwasser und das zumeist noch separat aufgeleitete und wieder eingesickerte Oberflächenwasser durch zeitweilige Anstauung in den Sammeldrainrohrleitungen mittels Abschlußventile durch eigene Aufsteigröhren (Hydranten) wieder auf die Terrainoberfläche gehoben, zum Ausflusse gebracht und zur Bewässerung (nach dem Hangbausystem) verwendet. Die Entwässerung ist nach dem Prinzipe der Querdrainage durchgeführt; es liegen also die Saugdrains in dem schwächsten Gefälle bezw. in der Richtung der Horizontalkurven, die Sammeldrains in der Linie des größten Gefälles. Knapp unterhalb der Einmündungsstellen einzelner Saugdrains sind in den Sammeldrains in gewissen Entfernungen eigene Abschlußventile angebracht, durch welche die Absperrung des Sammeldrains an diesen Stellen, also die Aufhebung der Saugdrainwirkung und das Aufsteigen des Untergrundwassers bewirkt wird. Auch dieses System drainierter Rieselwiesen setzt die Notwendigkeit und Möglichkeit der Entwässerung voraus. Da das normale Grundwasser in der Regel für Bewässerung nicht ausreicht, so wird sich bei diesen Anlagen neben diesem noch die Zuführung von Tagewasser für die Wässerung als notwendig herausstellen. Abgesehen von den an früheren Orten besprochenen Vorteilen einer Querdrainage müssen beim Petersenschen System die Saugdrains deshalb horizontal bezw. in sehr sanftem Gefälle liegen, weil im

anderen Falle bei Abschluß des Sammeldrains keine so gleichförmige Stauung erzielt und die Entwässerung beim Öffnen der Ventile nicht mit der gewünschten Raschheit erfolgen würde.

Fig. 445 zeigt im Längenschnitt (verzerrter Maßstab) die Anordnung nach diesem System. Aus der aus dem Zubringer A gespeisten Rieselrinne r wird die obere Hangtafel der Wiese bewässert; das Wasser versickert zum größten Teile in den vor der Einrichtung der Bewässerung nach Petersen durch eine andere Kultur gehörig aufgeschlossenen Boden, zum kleineren Teile wird es sich in der unterhalb liegenden Rieselrinne r_1 ansammeln. Das in den Boden eingedrungene Wasser gelangt nun in die Saugdrains d und durch diese in den Sammeldrain $a\,b$. Ist der Abfluß durch Schließung des Drainventils s_1 gehemmt, so wird sich ein großer Teil des in den Drains ansammelnden Wassers immer höher aufstauen, bis es endlich durch die Ventilaufsätze V (Standröhren, Hydranten etc. genannt) oberirdisch durch Schlitze ausfließt, welche in dem das Terrain überragenden Teil des Holzrohres eingeschnitten sind, und in die Rieselrinne r_1 gelangt, aus welcher der nächste Wiesenhang wieder bewässert werden kann. Der restliche Teil des Wassers folgt der Gravitation (besonders bei durchlässigerem Boden), fließt also im Boden weiter und geht mithin für die Bewässerung verloren. Diese Stauung wird nach Petersen beiläufig 24 Stunden angehalten, sodann die Ventile geöffnet.

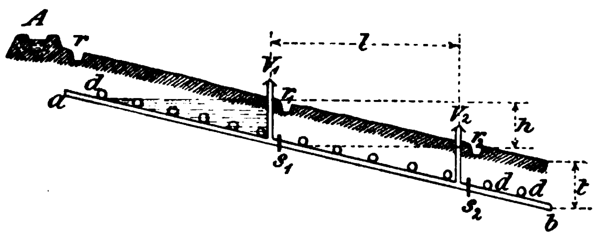


Fig. 445. Petersensches System. Längenschnitt.

Infolge des Wasserdruckes erfolgt der Abfluß des Staukörpers ziemlich rasch; in dem Maße, als das Wasser sinkt, wird durch die eintretende Evakuierung des Bodens die Luft nachgesaugt, der Boden also rasch durchlüftet, erwärmt, mit Sauerstoff bereichert etc. Mit diesem Abwasser wird nun nach Schließung des Ventils s_2 der dritte Hang bewässert usf. Der unterste Teil des Sammeldrains mündet in den Abflußgraben oder Bach ein. Auf diese Weise können durch künstliche Evakuierung mit dieser Methode auch saure, ganz versumpfte Wiesen und wirkliche Sumpfböden sehr rasch melioriert werden. Nach den Angaben Petersens sollen die Entfernungen der Saugdrains selbst bei schwach geneigtem Terrain höchstens 12 m und mit Berücksichtigung des unter Druck ausfließenden Wassers ihr Maximalgefälle 0,6 $^0/_{00}$, das Minimalgefälle der Sammeldrains 0,6 $^0/_{00}$, die Tiefe womöglich 1,25 m betragen; im übrigen gelten die für Ackerdrainagen aufgestellten Grundsätze und Ausführungsregeln. Ist das aufgeleitete Wasserquantum ein größeres und soll die Entwässerung binnen 24 Stunden erfolgen, dann ist diesem Umstande bei Berechnung der Drainrohrweiten Rechnung zu tragen, dabei jedoch der unter einem mittleren Wasserdruck von $h = \frac{1{,}20 \text{ m}}{2} = 0{,}6$ m erfolgende Abfluß zu berücksichtigen, welche kräftige rasche Spülung auch die

sonst bei Ackerdrainagen zu vermeidende Rückstauung ermöglicht und eine Verschlämmung nicht befürchten läßt. Die Entfernung der Ventile wird von dem Gefälle und der Beschaffenheit des Terrains abhängen und werden daher im allgemeinen zwischen je 2 Ventilen einige Saugstränge zu liegen kommen.

Die Konstruktion der für die Petersensche Wiesenbaumethode verwendeten Stauventile ist eine mannigfaltige. So haben außer Petersen (in Wittkiel bei Cappeln in Schleswig) noch v. Neergaard, Charpentier, v. Raumer, Toussaint, Knipp und Weig verschieden gebaute Stauventile mit Stöpsel, Schieber, Kugel- und Klappenventil konstruiert. Indem ich auf

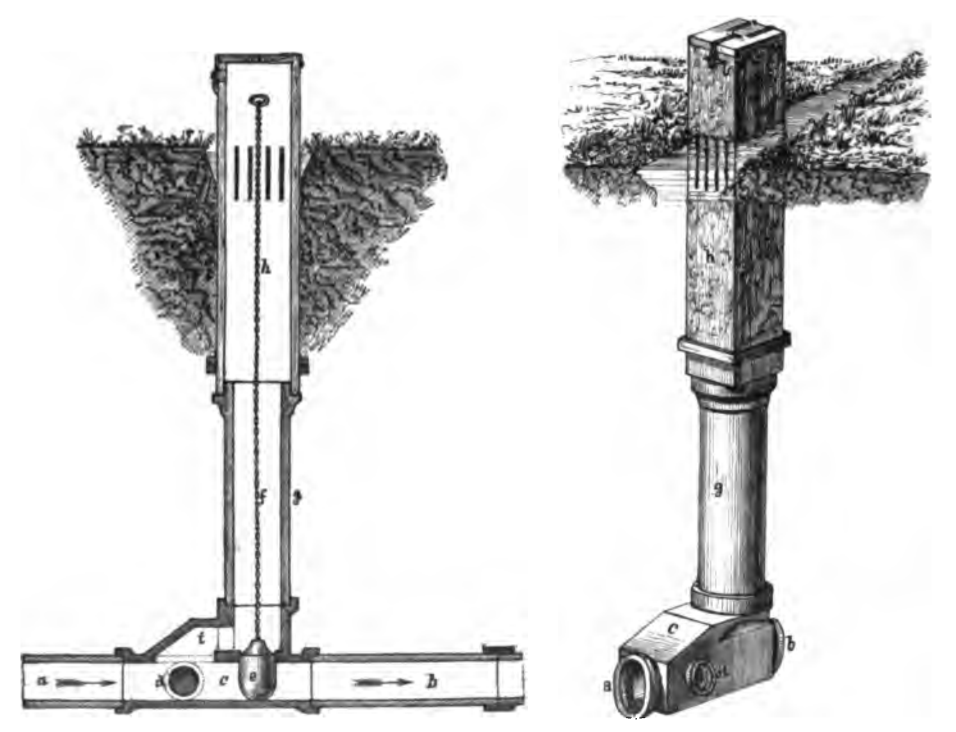


Fig. 446. v. Raumersches Ventil. Durchschnitt. Fig. 447. v. Raumersches Ventil. Perspektive.

die detaillierte Beschreibung in Spezialwerken[1]) verweise, führe ich nur das am meisten in Verwendung stehende v. Raumersche Stauventil (Fig. 446 und 447) an. Die Stauvorrichtung besteht aus 3 Hauptteilen: dem Ventilkasten (Ventilkopf) *c*, dem Steigrohr *g* (beide aus glasiertem Steinzeug hergestellt) und dem hölzernen, imprägnierten Aufsatzkasten (Tagekasten) *h*. Der Ventilkopf *c*, ein aus Steinzeug hergestellter länglicher Kasten (Gehäuse), ist in seiner Längenachse mit 2 größeren Muffen versehen, welche den Anschluß und die Dichtung mit den zwei anstoßenden Sammeldrainröhren *a* und *b* vermitteln, weiter auf der oberen Seite mit einer Muffe, auf welche das Steigrohr *g* aufgesetzt und gedichtet wird; endlich besitzt dieser Kasten 2 kleine Quer-

[1]) Z. B. Petersenscher Wiesenbau von E. Fuchs. Berlin 1889. Verlag von Paul Parey.

muffen *d*, in welche die Saugdrains einmünden. Das Ventilkopfgehäuse ist durch eine Zwischenwand geteilt, in welcher sich der Sitz und zugleich die Führung des Stöpselventiles *e* befindet; das letztere, gleichfalls aus massiver Steinzeugmasse bestehend, ist eingeschliffen und soll, durch sein Gewicht aufsitzend, den Sammeldrain wasserdicht abschließen. (In der Praxis ist jedoch selten ein solcher vollkommener Dichtschluß zu erzielen.) In dieser Lage muß das von *a* kommende Wasser des Sammeldrainstranges durch die obere Abteilung *i* des Gehäuses in das Steigrohr eintreten und gelangt durch die Schlitze des hölzernen Rohrkastens *h* zum oberirdischen Abfluß. Wird das Ventil mittels einer Kette *f* oder besser mittels eines starken Drahtes gehoben, so wird die Entwässerung rasch erfolgen, indem die Durchflußöffnung des Sammeldrainstranges wieder frei wird. Diese Ventile haben den Vorteil gegen einige andere Systeme, daß sie bei kleinerem Sammeldraingefälle selbst kein Gefälle absorbieren, indem Ein- und Auslauf (*a* und *b*) in einer Achse liegen. Die Preise dieser Drainageventile samt einem 1 m langen glasierten Steinzeug-Aufsatzrohr schwanken je nach dem Durchmesser von 65—160 mm zwischen 5 und 11 Kronen. Die Erfolge des Petersenschen Systems sind hervorragende dort, wo die Verhältnisse hierfür günstige sind; doch sind die Bau- und Erhaltungskosten bedeutende und werden solche Anlagen nur dort vor mutwilliger Beschädigung bewahrt sein, wo in unmittelbarer Nähe die entsprechende Aufsicht permanent ausgeübt werden kann.

D. Bauausführung und Betrieb der Bewässerungsanlagen.

I. Bauausführung.

Wenn auch Entwässerungen mittels offener Gräben oder Drainage, ebenso auch Überstauungs- und Stauberieselungsanlagen häufig mit Hilfe gewöhnlicher Erdarbeiter zur Durchführung gelangen, weil die Herstellung dieser Bauten keine langjährige Erfahrung seitens des Arbeiters selbst voraussetzt, so können andererseits Hang- und Rückenbauten, insbesondere die Kunstsysteme, rationell nur durch geschultes, in diesem Fache speziell erfahrenes Arbeitspersonal hergestellt werden. In jenen Ländern oder Distrikten, wo den lokalen Verhältnissen zufolge der Kunstbau hauptsächlich zur Durchführung gelangte (Siegen in Westfalen, Lüneburg in Hannover, Campine in Belgien, Lombardei in Italien etc.), haben sich verschiedene Arten in der Ausführung der Erdarbeiten (Bearbeitung) ergeben und werden hierzu auch verschieden geformte Handgeräte verwendet. Da beim Kunstbau eine völlige Umgestaltung der Terrainoberfläche stattfindet, so wird vor Beginn der eigentlichen Erdarbeiten bei Wiesenland in erster Linie die Rasendecke entfernt, der Rasen „abgestochen“ oder „abgeschält“ werden, um nach Vollendung der Terrainoberflächenumwandlung wieder zur Verwendung zu gelangen. Wohl kann durch Besämung ebenfalls eine neue Rasendecke geschaffen werden, doch ist ein Rasenbelag selbst minderer Qualität einer Besämung vorzuziehen, obschon die Herstellung der letzteren viel müheloser und billiger ist. Abgesehen davon, daß die durch Besämung gewonnene Vegetationsdecke

eine schüttere ist, die jungen Graspflanzen gegen die wechselnden Witterungsverhältnisse oft sehr empfindlich sind und manche Gräser in den betreffenden Bodengattungen nicht recht gedeihen, so bietet der alte, wenn auch arme Rasenbelag insbesondere eine gegen Erosion durch das überrieselnde Wasser widerstandsfähige, durch die alten Graswurzeln verfilzte Vegetationsdecke, deren Gräser dem Standorte bereits angepaßt sind.

Die Gewinnung dieses Rasens kann nun bei größeren Anlagen in einfachster, wenn auch unvollkommener Weise durch einen Schälpflug, in

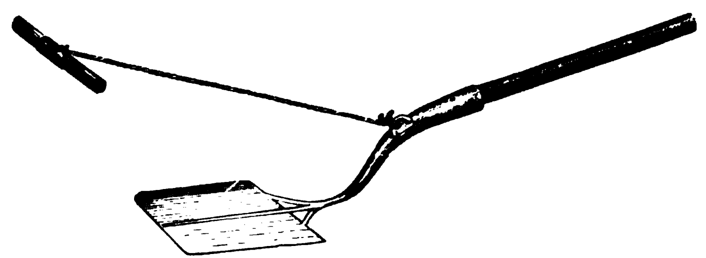


Fig. 448. Rasenschaufel.

rationellerer Art bei dichter guter Rasendecke durch Abschälen mittels eigener Handgeräte erfolgen. Zumeist gelangen je nach Gewohnheit und Übung bei den Arbeitern und Ausmaß der Rasenziegel oder Rasenstreifen nachstehende Geräte zur Verwendung. Ist die Rasendecke sehr dicht, gut verfilzt und die Humusschichte genügend stark, dann empfiehlt es sich, den Rasen in 2—3 m langen, 0,25—0,30 m breiten und 0,05 m dicken Streifen mittels der Rasenschaufel (Fig. 448) abzuschälen. Nachdem früher der Rasen in obiger Breite mit einem Grabscheit, einem Wiesenmesser oder Beil durchgehauen (durchgeschnitten) ist, wird nun mit dieser Rasenschaufel der Rasenstreifen in der Weise abgehoben, daß 1 Arbeiter mittels des Stieles dieses Gerät wie einen Schälpflug lenkt, während 1—2 Arbeiter dasselbe mittels eines Seiles und einer Handhabe gleichmäßig anziehen. Die gewonnenen 2—3 m langen Rasenstreifen werden zusammengerollt und seitwärts deponiert. Der Rasen kann auch in quadratischen Stücken (Rasenziegel) von 0,30—0,33 m Seitenlänge (9—10 Stück auf 1 qm) erzeugt werden. Zum Schneiden oder Hauen des Rasens kann z. B. das sogenannte Lüneburger Wiesenmesser (Fig. 449) dienen, welches ca. 0,50 m lang und 0,10 m hoch ist und sich sehr leicht handhaben läßt. Zum Abheben der gestochenen, 8—10 cm dicken Rasenziegel verwendet man rationell die Wiesenhacke, deren Konstruktion aus Fig. 450 zu ersehen ist. Ein bei den Kunstbauarbeitern sehr beliebtes Instrument, welches sowohl zum Hauen wie zum Abheben der Rasenziegel, endlich auch als Haue dient, ist das Siegener Wiesenbeil (Fig. 451). Es besteht

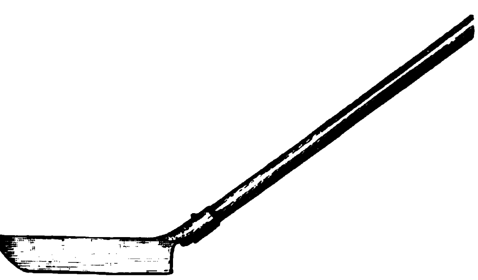


Fig. 449. Lüneburger Wiesenmesser.

aus einem 20 cm breiten Beil, kombiniert mit einer 8 cm breiten Haue, welches durch eine gemeinsame Öse (Auge) an einem 150 cm langen Stiele befestigt ist. Ist die Rasendecke sehr schwach und unregelmäßig dick, unmittelbar auf Schotter oder Sand aufruhend und nicht dicht genug, um in regelmäßigen Ziegeln abgehoben zu werden, dann erfolgt die Abdeckung in ganz unregelmäßigen, meist nur 3 cm starken, kleineren Stücken mittels einer Plaggenhaue, aus einem der Wiesenhacke ähnlichen aber etwas breiteren und vorn zugespitzten Blatte und einer längeren, zur Aufnahme des Stieles bestimmten Hülse bestehend. Der mit diesen unregelmäßigen Rasenstücken hergestellte Rasenbelag ist unvollständig und müssen die Zwischenräume tunlichst mit guter Erde ausgefüllt und nachgesämt werden. Die notwendige Dicke der Rasenziegel, eine starke Humusschichte vorausgesetzt, hängt von der Jahreszeit ab, in welcher sie zur Verwendung gelangen; in den warmen

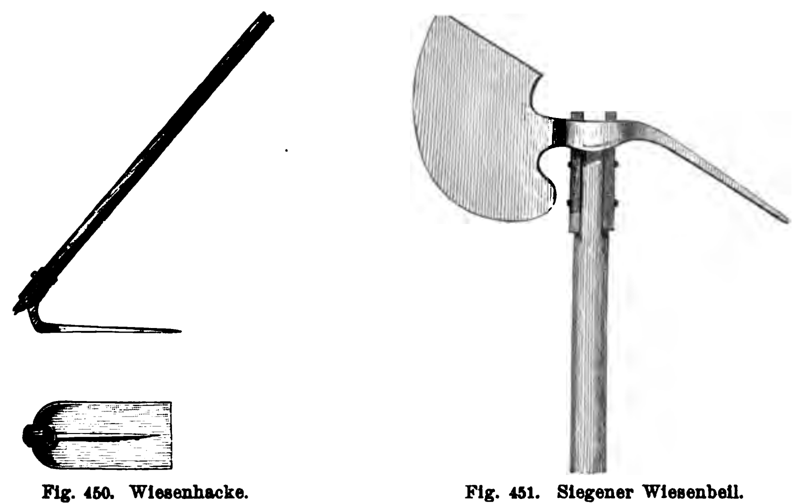


Fig. 450. Wiesenhacke. Fig. 451. Siegener Wiesenbeil.

Zeiten, wo die Graswurzeln noch Zeit zum Anwachsen finden, können schwächere Rasenziegel genommen werden, vorausgesetzt, daß genügende Bodenfeuchtigkeit vorhanden ist oder solche künstlich gegeben wird. Im Spätherbst müssen, um einem Ausfrieren der noch nicht angewachsenen Rasenziegel vorzubeugen, dieselben dicker abgestochen werden.

Ist der Rasen abgeschält, dann werden die Erdarbeiten in Angriff genommen und in erster Linie die Entwässerungsgräben hergestellt, um im Trockenen arbeiten zu können und die Setzung der versumpften Stellen vorher abzuwarten, bevor die weitere Planie erfolgt. Hierauf oder gleichzeitig werden die Hauptzuleitungsgräben und Zubringer, sodann die Verteilungs- und Rieselrinnen nach erfolgten Planierungsarbeiten hergestellt. Das Nivellement der Rieselkante geschieht seitens der praktischen Wiesenbauer in der Weise, daß das Wasser in die mit eigenem Rieselrinnenstecher ausgehobenen Gräbchen eingelassen wird, bis es die später einzuhaltende Rieselhöhe erreicht hat. Dieser Wasserstand wird an einzelnen Punkten durch in die Grabensohle eingeschlagene Pflöcke, deren Köpfe mit dem Wasserspiegel zu

sammenfallen, fixiert, sodann das Wasser wieder abgelassen. Nach dem vom Wasserspiegel an der Rieselrinnenböschung zurückgebliebenen Streifen werden nun die Rieselkanten genau ausgeglichen, wobei auf die Stärke des später aufzubringenden Rasenbelages Rücksicht zu nehmen ist.

Bei den Erd- und Planierarbeiten ist insbesondere darauf zu achten, daß die gute Erde wieder zur Bedeckung genommen wird, auf welcher der Rasenbelag aufzuliegen kommt, weshalb sie gleich wie der Rasen während der eigentlichen Erdarbeiten seitwärts zu deponieren ist. Diese gute Erde ist insbesondere zur Deckung von Abträgen zu verwenden, während die Aufträge infolge der lockeren Beschaffenheit diese Bedeckung bei Mangel an guter Erde nicht erheischen, indem die Graswurzeln leicht eindringen und ein rasches Anwachsen der Rasenziegel oder ein rasches Bestocken bei Besämung ermöglicht erscheint. Im allgemeinen soll, wie früher bereits erwähnt, bei den Erdarbeiten ein Massenausgleich mit kleinsten Verführungsdistanzen angestrebt werden; jedenfalls aber wird es rationeller sein, größere Abgrabungen, also Abfuhr überschüssigen Materials zu vermeiden und bei fehlen-

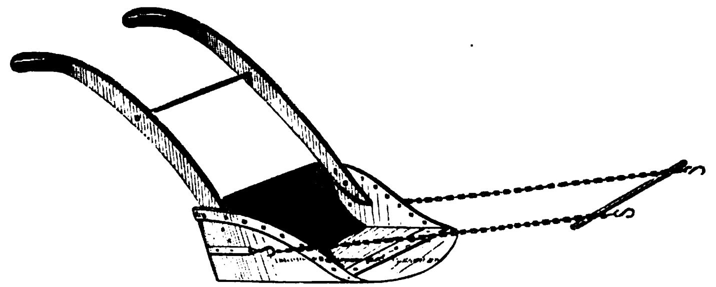


Fig. 452. Mulden- oder Pferdeschaufel.

dem Ausgleich eher gutes Material zuzuführen. Zu den Planierungsarbeiten werden statt des Spatens mitunter bei nicht steinigem Untergrund eigene Geräte verwendet, z. B. die Mulden- oder Pferdeschaufel, welche ähnlich wie ein Pflug oder die Rasenschaufel benutzt wird. Die aus Stahlblech angefertigte Muldenschaufel (Fig. 452) ist ca. 1,50 m breit und mit einer konvexen scharfen Schneide versehen, welche durch schwaches Anheben der zwei Handhaben bei Planierungen (Abschürfungen) in den Boden eingreift, nach vollendeter Arbeit durch Nachlassen der Handhaben vom Boden absteht, worauf mit der von Pferden gezogenen Schaufel, welche auf dem Boden schleift, das gewonnene Material weiter transportiert wird. Praktischer als die abgebildete Muldenschaufel ist ein von Doty konstruiertes ähnliches Gerät mit selbsttätiger Kipp- und Entleerungsvorrichtung, welches wohl eine schmälere Schaufel besitzt, jedoch rationeller arbeitet.

Nach erfolgter Durchführung der Erdarbeiten wird nun die Oberfläche mit dem vorhandenen, seitlich deponierten Rasen belegt oder aber besämt. Stehen Rasenstreifen zur Verfügung, so werden dieselben wieder aufgerollt.

In Fig. 453 ist die Art des Rasenbelags eines aufgedämmten Grabens ersichtlich gemacht, welcher z. B. beim natürlichen Rückenbau herzustellen ist. In einem solchen Falle wird der gewachsene Rasen längs der Achse des

Grabens *a b* mittels eines Messers oder Beiles durchschnitten (gehauen), sodann auf die Breite der Grabenböschungen bis zum Fuße derselben in Streifen *c c* geschnitten und aufgerollt, also im Zusammenhange mit der anderen Rasendecke der Wiese belassen, sodann die Aufdämmung des Grabens durchgeführt und die Böschungen sodann wieder mit den abzurollenden Rasenstreifen bedeckt. Bei Deckung mittels Rasenziegeln hat die Aufbringung möglichst regelmäßig nebeneinander zwar dicht, jedoch nicht übergreifend zu erfolgen; bei

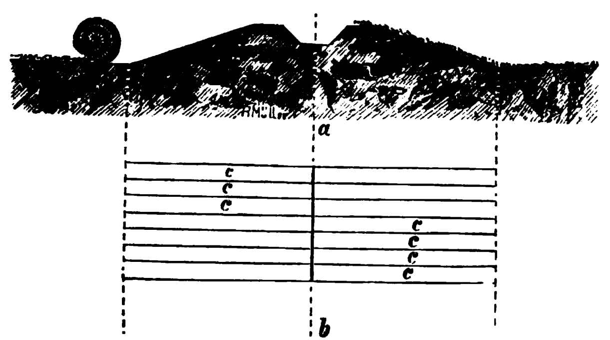


Fig. 453. Rasendeckung der Böschungen eines aufgedämmten Grabens.

steileren Böschungen und wo ein Abschwemmen zu befürchten ist, sind die Rasenziegel durch kleine hölzerne Pfählchen anzuheften. Nach erfolgter Aufbringung der Rasendecke wird dieselbe durch vorsichtiges Aufleiten von Wasser durchfeuchtet und mit der sogen. Rasenklatsche (Rasenpracker, Fig. 454) festgeschlagen oder gewalzt. (Hierbei dürfen insbesondere die Rieselkanten in ihrer Niveaulage nicht geändert werden.) Muß zur Besämung geschritten werden, dann muß die notwendige erste Anfeuchtung nicht durch Berieselung, sondern durch Grabeneinstauung gegeben werden, um den Grassamen nicht auszuwaschen, obwohl derselbe nach möglichst dichter Aussaat eingeharkt und festgepräckt ist.

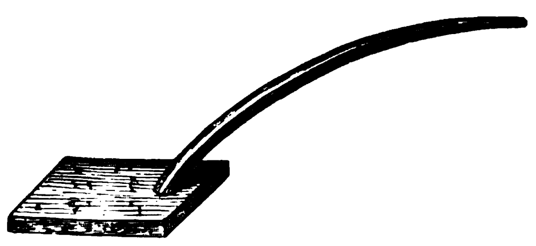


Fig. 454. Rasenklatsche.

Bezüglich der Zeit für die Durchführung von Kunstbauten ist zu bemerken, daß jedenfalls für die Planierarbeiten trockenes und für die Bestockung noch genügend lange andauerndes mildes Wetter erwünscht ist, die Arbeiten ziemlich lange Zeit in Anspruch nehmen, daher gleich nach der Heuernte begonnen werden muß, also das nächste Grummeterträgnis verloren geht. Bei natürlichen Bauten können das Frühjahr und der Spätherbst als Bauzeit gewählt werden.

II. Betrieb und Erhaltung der Bewässerungsanlagen.

Unter Betrieb dieser Anlagen werden wir vor allem die Durchführung der Bewässerung verstehen. Über die Art der Bewässerung, Intensität, sowie

Wässerzeiten wurde im Eingange dieses Abschnittes das für Wiesenbewässerung Notwendigste erörtert.

Abweichende Verhältnisse weist unter anderem der **lombardische Wiesenbau** auf, weshalb derselbe hier speziell charakterisiert werden soll. Die oberitalienischen Wiesen werden als Sommer- oder Winterwiesen (Marcite) kultiviert. Sommerwiesen werden in gleicher Weise wie unsere Wiesen bewässert und beerntet, selten als ständige, zumeist als Wechselwiesen (Reis, Mais, Wiese) bestellt, Winterwiesen hingegen das ganze Jahr, also auch im Winter bewässert und beerntet. Beide Arten werden ungemein reichlich gedüngt und mit steigender Dungmenge auch die Menge des Bewässerungswassers vergrößert.

Sommerwiesen. Das Bausystem ist, wie schon an anderer Stelle kurz angedeutet, eine Kombination eines sehr breiten Hangbaues mit sehr schwachem Gefälle, welches eine partielle Überstauung mit sehr geringer Stauhöhe besitzt. Die Wiesenflächen werden in Tafeln von 100—500 m Breite und 1 bis $1^1/_2$ ‰ Gefälle hergestellt. Die Planierung und Instandhaltung dieser sanften, breiten Hänge ist eine ungemein sorgfältige, da nur unter dieser Voraussetzung die gleichmäßige Wasserverteilung bei diesem kleinen Gefälle möglich wird.

Ergeben sich bei Annahme obigen Gefälles zu große Erdarbeiten, so wird ausnahmsweise mit dem Gefälle bis 3 ‰ gegangen.

Am obern Teil der Hangtafel befindet sich eine etwas über Terrain aufgedämmte Bewässerungsrinne. Gleiche Rinnen werden parallel zur ersteren in Entfernungen von etwa 100 m angelegt. Am untersten Ende der Tafel wird eine Entwässerungsrinne mit bergseits gelegenem, niederem Damm ausgehoben. Wird der Damm der Bewässerungsrinne an einzelnen Stellen durchstochen oder durch Anstau des Wassers zum Überschlagen über die aufgedämmten Grabenkanten gebracht, so verteilt sich dasselbe langsam über den Hang.

Die Bewässerung gilt als beendet, wenn das Wasser die nächst unterhalb gelegene Rinne erreicht hat und sich dortselbst anzustauen beginnt, was bei Rinnendistanzen von ca. 100 m und einem der Durchlässigkeit des Bodens angepaßten Zulaufe nach etwa $2^1/_2$ Stunden einzutreten pflegt.

Die Entwässerung kann dadurch vorgenommen werden, daß der obere Damm der nächsten Rieselrinne oder jener des Entwässerungsgrabens durchstochen und so dem etwa oberflächlich angesammelten Wasser ein Abzug ermöglicht wird. Zumeist ist jedoch eine derartige Entwässerung gar nicht erforderlich, da das zugeführte Wasser nach Abstellung des Zuflusses ohnehin rasch in den Boden einsinkt.

Da für Anfeuchtung rechnungsgemäß ein permanenter Zufluß von 0,80 bis 2,0 sl. zugrunde gelegt wird, die Wässerungen einander in Intervallen von 1—3 Wochen folgen, empfängt 1 ha bei jeder einzelnen Wasseraufleitung ein Quantum von 500—1500 m³ Wasser.

In Jahren, in denen bei Wechselwiesen Reis oder Mais angebaut wird, erfolgt die Bewässerung durch Einstauung bezw. Furchenbewässerung, wobei

die Wässerfurchen senkrecht auf die Richtung der Rieselrinnen gezogen werden.[1])

Letztere sind meist mit senkrechten Wänden ausgehoben, erhalten $^{20}/_{20}$ cm bis $^{30}/_{30}$ cm Querschnitt und ein sehr geringes Gefälle.

Winterwiesen (Marcite). Dieselben werden das ganze Jahr, also auch im Winter und da vorwiegend mit Quellwasser von 5—10° C. bewässert, wodurch die Pflanzen durch das aufgeleitete Wasser, welches wärmer als die Luft ist, vor Frost geschützt und die Vegetation ermöglicht wird. Statt Quellwasser wird mitunter auch Kanalwasser zur Bewässerung verwendet.

Das Bausystem der Marcita ist der Kunstrückenbau und der Etagerückenbau (Fig. 455). Die Breite der Rücken schwankt zwischen 10 und 18 m, ihre Länge zwischen 60—100 m; das Rückenhanggefälle beträgt zumeist 30 ‰; die Rieselrinnen sind anfangs 0,50, am Ende 0,40 m breit; ihre Tiefe nimmt von 0,35—0,25 m ab; das Gefälle beträgt 0,5 ‰. Die Entwässerungsrinnen sind 0,20—0,40 m breit und 0,15 bis 0,25 m tief. Die Bewässerung und Düngung ist eine sehr intensive; es werden bei zumeist wiederholter Wasserbenutzung 30 sl. pro Hektar permanenter Zufluß gerechnet. Die Winterbewässerung dauert ca. 4 Monate = $^1/_3$ Jahr. Da in der Lombardei für 1 Unze = 40 sl. Wasser pro Jahr bis 1100 Lire Wasserzins gezahlt werden muß, so entsprechen obige 30 sl. pro Hektar durch $^1/_3$ Jahr einem Wasserzins von 275 Lire oder 260 K ö. W. Nebstdem wird die Marcita im Sommer in gleicher Weise und gleichem Ausmaße periodisch angefeuchtet, wie die Sommerwiesen.

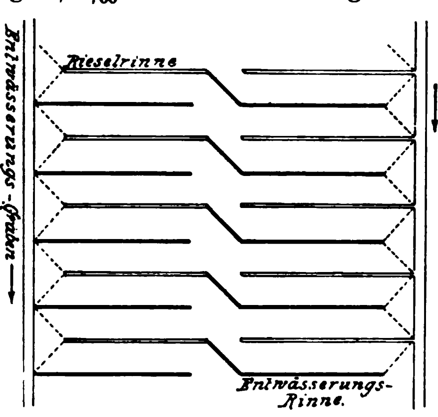


Fig. 455. Rückenbau der Marcite.

Die Bewässerung anderer Kulturen erstreckt sich bei uns nur auf kleine Flächen von Gemüse-, Obst- und Ziergärten; ausgedehntere Bewässerungsanlagen anderer Kulturen, wie Reis, Mais und Getreide, sind nur in südlicheren, wärmeren Ländern anzutreffen.

Die Winterwiesen in der Lombardei weisen einen 6jährigen Turnus in der Bewirtschaftung auf, und zwar 3 Jahre (event. 2) Reis, 1 Jahr Mais, 1 Jahr Weizen mit Klee gemischt und 1 Jahr (event. 2) Wiese (meist Lolium und etwas Trifolium).

Die Marcite, welche mit animalischem Dünger und Superphosphat gedüngt werden, sind 6schürig und ergeben pro Hektar und Jahr

in 3 Schnitten	110 q	Heu
und in 3 Schnitten . . .	120 „	Grünfutter,
zusammen	230 q	als Dürrfutter gerechnet,

[1]) Siehe den Reisebericht: E. Markus, Das landwirtschaftliche Meliorationswesen Italiens. Wien 1881, W. Frick. — A. Friedrich, Bodenmeliorationen in Italien. Wien 1902 (Österr. Monatsschrift für den öffentl. Baudienst 1902).

um als Vergleich mit den anderen Erträgnissen zu dienen. Gewöhnliche Wässerwiesen geben in der Lombardei bei günstigen Witterungsverhältnissen in 3 Schnitten und 1 Weide zusammen bloß 90 m/Ztr. Dürrfutter. Der erste Schnitt erfolgt Ende Februar, die sechste Aberntung als Grünfutter Anfang November.

Die Wiesen bei Mailand, welche mit der städtischen Spüljauche bewässert werden (Vettabia-Kanal), sind 7schürig mit 250—350 m/Ztr. Ertrag (Heu), was bei Annahme eines 4—5fachen Grasgewichtes einem Maximalertrage von ca. 150000 kg Gras entspricht.

Die seit 1895 in Mittelitalien (bei Rom) eingeführten Winterwiesen geben in 7—9 Schnitten bis zu 330 q Dürrfutter, während die dortigen Sommerwiesen 4—5schürig 220 m/Ztr. Heu oder 230 m/Ztr. Luzerne ergeben, wobei selbige, wie die Marcite, einmal jährlich mit Kompost gedüngt werden.

Die Marcite werden das ganze Jahr bewässert, und zwar im Winter permanent, wobei nur 8 Tage vor jedem Schnitt das Wasser abgeschlagen wird.

Im Sommer werden diese Wiesen bei trockenem Wetter alle 8—10 Tage, bei feuchtem Wetter alle 15—20 Tage bewässert.

Vor der Melioration waren die Wiesen ganz versumpft und gaben 1 Schnitt Heu und 1 Weide. Die Baukosten betrugen pro Hektar 600 bis 3000 Lire (letzteren Betrag im Falle, wo reine Sümpfe melioriert wurden).

Der Bodenwert betrug vor der Melioration (ausschließlich der versumpften Teile) 1500 Lire pro Hektar, während derselbe nach durchgeführter Bewässerung auf 3500 Lire und höher stieg.

Gemüsegärten. Die für Gemüse günstigste Form der Beetkultur, intensive Bodenbearbeitung und Düngung, bedingt eine regelmäßige Gestaltung der Bewässerungsanlage bezw. des Entwässerungsgrabennetzes. Die Beschaffung des Wassers kann in einer der früher angegebenen Weisen, zumeist jedoch durch einen am Gemüsefeld selbst abgeteuften Brunnen erfolgen, aus welchem das Wasser mittels Zieheimer oder Pumpe und Göpelantrieb gehoben und entweder in ein offenes größeres Sammelbassin oder direkt in ein Netz von Bewässerungsgräben eingeleitet wird. Die Aufspeicherung in einem großen und mehreren kleineren Bassins (insbesondere bei größeren Anlagen) hat neben der Beschränkung der Pumpzeit auch bei Verwendung kalten Brunnenwassers den großen Vorteil, daß sich dieses Wasser während der heißen Tagesstunden, innerhalb welcher nicht bewässert werden soll, entsprechend erwärmt und weicher wird. Das in den Wässergräben gestaute Wasser wird in einfachster Weise mit einer langgestielten hölzernen Wurfschaufel auf die ca. 4 m breiten Beete ausgeschleudert bezw. auf dieselben gesprengt. Steht eine Wasserleitung (Druckrohrleitung) zur Verfügung, dann kann die Bespritzung mittels eigener Gartensprenghähne (Hydranten, siehe Abschnitt über Wasserleitungen) erfolgen, auf welche ein Standrohr mit Bajonettverschluß aufgestellt und an dieses der entsprechend lange, am Ende mit einem Zerstäuber versehene Kautschuk- oder Hanfschlauch angeschraubt wird. Fig. 456 zeigt die Anordnung einer Bewässerungsanlage mittels Gräben. *a* bedeutet den Brunnen, *e* und *f* die mit schwachem Gefälle angelegten Verteilungsgräben, *g* und *d*

die Zubringer, *k* und *l* die Entwässerungsgräben, *i* und *h* die Staugräben (Wässerrinnen), aus welchen das Wasser ausgeschleudert wird. Die ganze Anlage ist des einfacheren Betriebes wegen in zwei Abteilungen *A* und *B* geteilt und mit einem Zaun umgrenzt. Bei durchlässigerem Grund und schmalen Beeten kann die Bewässerung auch ohne Besprengung, nur durch Grabeneinstauung erfolgen.

Ziergärten. Die Bewässerung derselben erfolgt in der Regel nur durch Besprengen mittels einer Druckwasserleitung durch Gartensprenghähne.

Obstgärten. Da die Bäume zufolge ihrer tiefgehenden Wurzeln das Wasser auch aus tiefer gelegenen Bodenschichten ansaugen können, so werden Bäume mit Frühobst wegen vorhandener Bodenfeuchtigkeit eine Bewässerung nicht erfordern, sondern in warmen Gegenden nur die spät reifenden Obst-

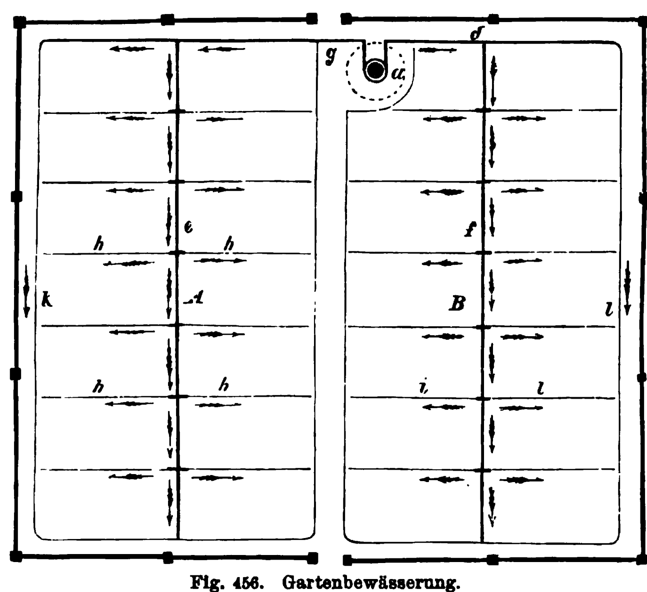


Fig. 456. Gartenbewässerung.

sorten eine Anfeuchtung erheischen, soweit die Obstsorte eine solche überhaupt benötigt. Während der Blüteperiode wird überhaupt nicht bewässert. Die Anfeuchtung erfolgt durch ringförmige Gruben oder Mulden, welche oben um den Baum herumgegraben, mit Wasser zeitweilig angefüllt werden. Die Zufuhr des Wassers erfolgt beispielsweise durch den Zubringer *ab* (Fig. 457), die Verteilungsgräben *g* und durch kurze Zuflußgräbchen *f* in die vor den Bäumen *e* angelegten Sickermulden. Das Abwasser wird durch den Entwässerungsgraben *cd* abgeleitet oder gelangt zur Wiederverwendung.

Mais. Da der Mais, in trockener Zeit bewässert, ungemein günstige und gesicherteErnteresultate ergibt, wie dies z. B. schon in Oberitalien zu ersehen ist, so würde sich auch bei uns die Anfeuchtung dieser Kulturpflanze in Form der Furchenbewässerung empfehlen.

Getreide. Die Getreidearten beanspruchen die geringste Boden feuchtigkeit und sind gegen Trockenheit sehr widerstandsfähig. Aus diesem

Grunde wird das Getreide selbst in den südlichen Ländern keiner regelmäßigen Bewässerung, sondern nur teilweise derselben unterzogen. Während der Blüteperiode und der Zeit der intensiven Ährenentwickelung wird nicht bewässert, dagegen nach der Aussaat während des Keimens bis zur Entwickelung der Ähren und dies nur in trockenen Frühjahren bei Sommerfrucht und nach der Aussaat der Winterfrucht. Das System der Wasserzuleitung ist auch hier die Furchenbewässerung oder Überstauung mit äußerst geringer nur wenige Zentimeter betragender Stauhöhe. Die Reviere erhalten Größen von etwa 0,2—0,5 ha; die Revierdämme werden mit dem Pfluge aufgeworfen.

Reis. Diese nur in südlichen Ländern gedeihende Sumpfpflanze bedarf in jenen Fällen, wo dieselbe nicht auf natürliche Weise mit Wasser versorgt erscheint, einer künstlichen Zufuhr von großen Wasserquantitäten. Diese künstliche Bewässerung erfolgt in rationellster Weise durch die Methode der Überstauung. Die Größe der Reviere beträgt in Oberitalien 2—3 ha. Nach einer Anfang April erfolgten Aufweichung des Bodens durch eine Vorwässerung wird derselbe gepflügt und angebaut und wieder bewässert. Anfang Mai, wenn die jungen Pflanzen herausgewachsen sind, wird trockengelegt, um bei eventuellem Wellenschlag im gefüllten Bassin die zarten Pflanzen nicht zu schädigen. Einige Zeit darauf (Anfang Juni) wird wieder gewässert und bleiben die Staubassins bis zur Blüteperiode (Ende Juli) gefüllt. In der Zeit bis zur Ernte (Anfang Oktober) folgen sodann einige kurz andauernde Bewässerungen und Trockenlegungen, um gleichzeitig auch eine Vernichtung der Fische und sonstigen der Reiskultur schädlichen Tiere zu bewirken und reiche animalische Dungstoffe zu gewinnen. Leider trägt die Verwesung dieser Tierkörper zur Verschlechterung der sanitären Verhältnisse dieser meist auch von der Malaria heimgesuchten Gegenden noch wesentlich bei.

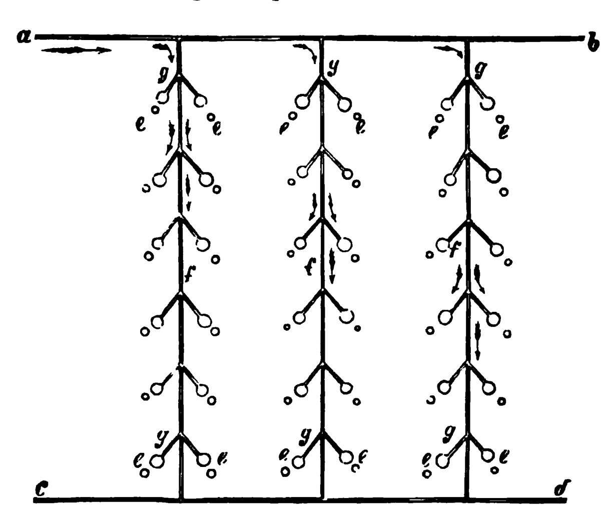


Fig. 457. Bewässerung einer Baumanlage.

Bei größeren genossenschaftlichen Wässeranlagen mit vielen Grundbesitzen, insbesondere auch beschränkten Wässerzeiten mit Rücksicht auf den Betrieb bestehender Wasserwerke (Mühlen, Sägen etc.), ist der Entwurf einer Wässerordnung und die genaue Einhaltung derselben eine Notwendigkeit. Um einen geregelten Betrieb zu ermöglichen und Streitigkeiten zu vermeiden, wird von der Genossenschaft ein oder mehrere Wässermeister (Wiesenwärter) angestellt und ihre Dienstes-Obliegenheiten durch eigene, streng ein-

zuhaltende Instruktionen geregelt. Diesen Wiesenwärtern liegt nicht nur die Durchführung der Bewässerung ob, sondern auch die gewissenhafte Instandhaltung der Wässeranlage, weil nur dann die anstandslose Funktionierung einer solchen mit Sicherheit gewärtigt werden kann.

E. Erträgnisse, Bau- und Erhaltungskosten von Wiesenbewässerungsanlagen.

Erträgnisse, Bau- und Erhaltungskosten sind je nach den diese Resultate bestimmenden Lokalfaktoren so divergierende, daß zum Zwecke einer Übersicht und allgemeinen Beurteilung nur beiläufige Ziffern gegeben werden können. Dieselben werden insbesondere von dem Bau- und Bewirtschaftungssystem, dem Wasserquantum, der Kunstdüngung etc. abhängen, weshalb auch mit Rücksicht darauf die Erträgnisse und Kosten der natürlichen und Kunstsysteme getrennt behandelt werden sollen.

I. Erträgnisse.

Sieht man von den unter besonders günstigen klimatischen und Bodenverhältnissen oder durch außerordentlich starke Düngungen erzielbaren abnormalen Maximalerträgen ab, so können nachstehende Mittelzahlen den Vorausberechnungen der durch eine Melioration zu erwartenden Rentabilität zugrunde gelegt werden.

Nicht bewässerbare Wiesen ergeben zumeist einen Ertrag von nur 10—30 q Heu und Grummet (als Dürrfutter gerechnet). Bei besonders sorgfältiger Pflege können trocken bewirtschaftete Wiesen allerdings auch bis 60 q liefern. Zweischürige Wässerwiesen ergeben hingegen 40—80 q. Bei zweckmäßiger Behandlung, guter Beschaffenheit des Rieselwassers, namentlich aber einer entsprechenden mineralischen Beidüngung können auch Erträge bis zu 120 und selbst 150 q Trockensubstanz pro Hektar und Jahr erzielt werden; Erträge, denen wir z. B. auf den lombardischen Winterwiesen (Marciten) begegnen.

Die mit den höher temperierten, stark verdünnten Abwässern der Stadt Mailand bewässerten Wiesen an der Vettabia liefern sogar bis zu 150000 kg Grünfutter 300 q Heu pro Hektar und Jahr.

Weitere Daten siehe bei den ausgeführten Bewässerungsanlagen (Anhang).

Die durch die Melioration geschaffene Wertserhöhung der natürlichen Hangbauwiesen Oberfrankens in Bayern, welche nur eine Anfeuchtung erhalten, beträgt 2000—4000 M., im Mitttel pro Hektar 3000 M., wobei der Grundwert dieser Wiesen vor der Melioration 500—3000, nach der Melioration 3500—7000 M. pro Hektar betrug, ferner die Pachterträgnisse pro Hektar nach der Melioration um 100 M. und darüber stiegen.

II. Baukosten.

Um einen einigermaßen richtigen Maßstab für die Vergleichung der Baukosten zu gewinnen, erscheint es geboten, nur die sogen. speziellen

Kosten für die Herstellung der Bewässerungseinrichtung auf der Meliorationsfläche selbst ins Auge zu fassen und die sogen. allgemeinen Kosten: Herstellung größerer Stauwerke, größerer und längerer Zuleitungskanäle mit Aquädukten, Brücken etc. auszuscheiden, weil die letzteren, obwohl zu den Ausnahmen zählend, doch den Einheitspreis der Baukosten pro Hektar oft bedeutend beeinflussen.' Auch hier werden die Kosten sehr differierende sein.

Beiläufig dürften in nachstehender Tabelle die aus vielen ausgeführten Anlagen gewonnenen Mittelzahlen eine diesbezügliche Übersicht bieten, doch wird jedenfalls in jedem einzelnen Falle die Aufstellung einer genaueren Rentabilitätsberechnung erst auf Basis eines den Lokalverhältnissen angepaßten Kostenüberschlages ermöglicht werden.

Tabelle über die speziellen Kosten verschiedener Wiesenbausysteme.[1]

Wiesenbausystem	Mittlere Kosten pro Hektar von — bis		Anmerkungen.
	K ö. W.	M.	
Überstauungswiesen	60—180	50—150	—
Stauberieselung	60—120	50—100	ausnahmsweise 200 K
Natürlicher Hangbau	60—400	50—300	—
Natürlicher Rückenbau und Etagenbau	100—500	80—400	ausnahmsweise 800 K
Kunsthangbau.	480—1200	400—1000	—
Kunstrückenbau	600—1600	500—1300	ausnahmsweise 2400 K
Vincentsche Kunstwiesen (drainierte Rieselwiesen)	360—960	300—500	—
Siegener Kunstwiesen	800—1400	700—1200	durchschnittlich 900 K
Hannoveranische Kunstwiesen . . .	720—1200	600—1000	ausnahmsweise bis 1400 K
Kunstwiesen in der belgischen Campine	720—1000	600—800	„ auch höher
Petersenscher Wiesenbau	480—960	400—800	„ bis 2000 K
Italienische Winterwiesen (Marcite) .	360—1200	300—1000	„ bis 3000 K

Als Maßstab für den Umfang der Erdarbeiten beim Kunstbau diene das Arbeitserfordernis in Tagschichten, welches bei verschiedenen Verhältnissen (Umfang der Planierarbeiten resp. der Erdbewegung) nachstehend angenommen werden kann, und zwar bei Regiebau:

1 Mann (Erdarbeiter) kann pro Tag an fertigem Kunstbau inklusive Aushub der Hauptgräben herstellen:

a) unter sehr günstigen Verhältnissen mindestens 33 m²,
b) bei vorkommendem Auf- und Abtrag und kleinerer Verführung 20 m²,
c) bei großer Erdbewegung und Ausrodungen, also ungünstigen Verhältnissen, 10 m².

Bei Annahme eines Tagelohnes von 3 K (2,50 M.) kann unter sehr günstigen Verhältnissen 1 ha bei 300 erforderlichen Arbeitsschichten à 3 K

[1]) Zu diesen speziellen Kosten sind noch die allgemeinen Kosten für Stauanlage und andere eventuelle große Objekte an dem Zuleitungskanal zuzuschlagen.

ad a) also um den Betrag von 900 K hergestellt werden.

ad b) Arbeitserfordernis pro Hektar 500 Arbeitsschichten à 3 K gibt zusammen einen Betrag von 1500 K.

ad c) Arbeitserfordernis pro Hektar 1000 Schichten à 3 K ergibt einen Betrag von 3000 K.

Natürlich werden diese Arbeiten, durch geschickte und sehr fleißige Erdarbeiter im Akkordwege durchgeführt, wesentlich billiger kommen.

III. Erhaltungskosten.

Die Erhaltungskosten der Bewässerungsanlagen exklusive der Hauptkanäle und deren Kunstbauten können durchschnittlich pro Hektar und Jahr zwischen 2—50 K, in Deutschland 2—70 M. betragen, im Mittel jedoch mit etwa 15 K (12 M.) angenommen werden.

Mit Ausnahme einiger früher bezeichneten Gegenden, wo der Kunstbau festen Fuß gefaßt hat, finden wir zumeist in Deutschland, Österreich und Ungarn das System des natürlichen Hangbaues und der Stauberieselung vertreten. Alle größeren Bewässerungsanlagen sind nur im genossenschaftlichen Wege durchführbar, und müssen daher, um ein Projekt überhaupt zu realisieren, sowohl Bau- wie Erhaltungskosten minimale sein. Die Grundbesitzer begnügen sich mit einem kleineren Erträgnis, als dies durch den Kunstbau, insbesondere bei gleichzeitig verbundener Düngung der Wiesen, erzielt werden kann, und suchen den Hauptwert der Wässeranlage in der Sicherung eines mittleren Ernteerträgnisses.

Da nebstdem bei dem natürlichen einfachen Bausystem immerhin durch die Melioration der Ernteertrag ein 2—4 facher werden kann, die Bau- und Erhaltungskosten gering sind und die Aberntung eine leichte ist, so finden wir unter den größeren genossenschaftlichen Anlagen der neueren Zeit sehr selten den Kunstbau vertreten, wobei zumeist nur die allgemeinen Anlagen der Zuleitung und Verteilung des Wassers genossenschaftlich ausgeführt werden, während die Durchführung der inneren Wässereinrichtung nach natürlichen Bausystemen auf jeder einzelnen Parzelle dem betreffenden Grundbesitzer selbst überlassen bleibt.

In vielen Fällen wird sich vor Aufstellung des Bewässerungsprojektes die Durchführung einer Kommassation (Zusammenlegung der Grundstücke) der betreffenden Gemeinde empfehlen, insbesondere dort, wo die Besitzverhältnisse und die Form der Parzellen für die Durchführung eines rationellen Bewässerungsgrabennetzes etc. ungünstige sind.

Anhang.

V. Ausgeführte Entwässerungs- und Bewässerungsanlagen.

V. Ausgeführte Entwässerungs- und Bewässerungsanlagen.

A. Die genossenschaftliche Drainageanlage in Strebetitz (Mähren).

Die aus Ackerland bestehende Meliorationsfläche besteht aus zwei getrennten Rieden: „Pod duby“ und „Hlozy“, welche einerseits vom Russavaflusse, andererseits von einem Mühlgraben begrenzt sind und welche Trennung auch bei der baulichen Durchführung beibehalten wurde. Trotz der genügenden Tiefe des Hauptrezipienten (Russavafluß, Kote 195 m) ergaben sowohl die abgeteuften Probegruben *I—XIII* (siehe Tafel XIII) einen sehr hohen Grundwasserstand, wie auch aus dem hochgelegenen Wasserspiegel (Kote 197,6 m) der dort bestandenen Pferdeschwemme, welche durch das Grundwasser gespeist wurde, sich die übergroße Nässe der Grundstücke leicht erklären ließ.

Im übrigen war der Boden ein derartig bündiger, daß trotz der tiefen Lage des Hauptrezipienten keine natürliche Entwässerung erfolgte, andererseits auch die Anlage eines Kopfdrainstranges am Fuße des aufgedämmten Mühlgrabens sich nicht als notwendig herausstellte. Die Entfernung der Saugdrains, welche nach dem Prinzipe der Längsdrainage gelegt sind, wurde mit 12 m, in den weniger nassen Parzellen mit 15 m gewählt. Der Ried „Pod duby“ (15,7 ha groß) wurde in 9, der Ried „Hlozy“ (23,6 ha) in 12 Drainsysteme (Abteilung *I—XII*) eingeteilt. Als Saugdraindurchmesser wurde $d = 40$ mm, als Sammeldraindurchmesser $d = 50$—160 mm gewählt.

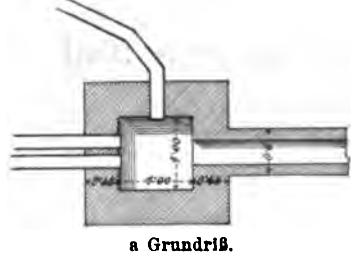
Vom Punkte *f* (Sammelschacht) bis zum Auslaufobjekt *I* wurde ein 0,30/0,30 m weiter Sammelkanal aus Ziegelmauerwerk in Romanzementmörtel und Portlandzementverputz gebaut. Ein ähnlicher, 0,30/0,40 m weiter Sammelkanal führt das in den Sammelschächten *i* und *m* einfließende Wasser durch das Auslaufobjekt *II* dem Mühlgraben zu. Die Auslaufobjekte sind mit beweglichen Gittertüren abgeschlossen. Die Konstruktion der gemauerten Objekte ist aus den Fig. 458 (Seite 520) und 459 (Seite 521) zu ersehen.

Die Kosten dieser Drainageanlage, welche sich vorzüglich bewährte, betrugen insgesamt 13200 K. Bei einer Gesamtfläche von 39,34 ha entfällt somit im Mittel pro Hektar 335,40 K ö. W., und zwar betrug dieser Einheitspreis beim kleineren Ried pro Hektar 304,96 K, beim größeren Ried 355,94 K.

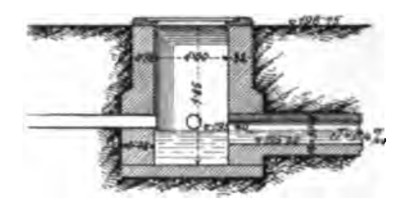
In nachstehendem folgt als Beispiel der Kostenanschlag für den Ried „Pod duby“, sowie die General-Kostenzusammenstellung der ganzen Anlage.

(Siehe die Tabellen auf Seite 522—524.)

Sammelschacht f.

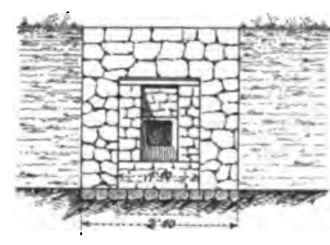


a Grundriß.



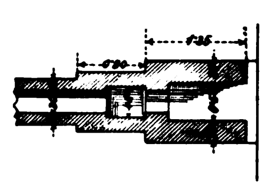
b Querschnitt.

Auslaufobjekt I.

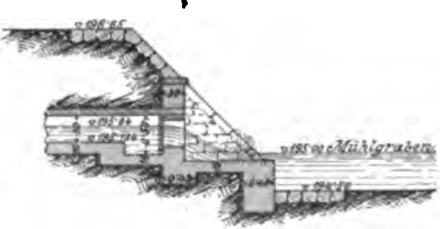




a Ansicht.



b Grundriß.





c Längenschnitt.



d Querschnitt des Sammelkanales.

Fig. 458. Haupt-Sammelleitung des Riedes „Pod duby“.

Der Bedarf an Röhren betrug:

$d = 40$	mm	10 322 lfd. m,
$d = 50$	„	214 „ „
$d = 65$	„	152 „ „
$d = 80$	„	224 „ „
$d = 100$	„	363 „ „
$d = 130$	„	433 „ „
$d = 160$	„	588 „ „

oder mit Hinzurechnung des Bruchprozentes im ganzen 117 000 Stück Drainageröhren.

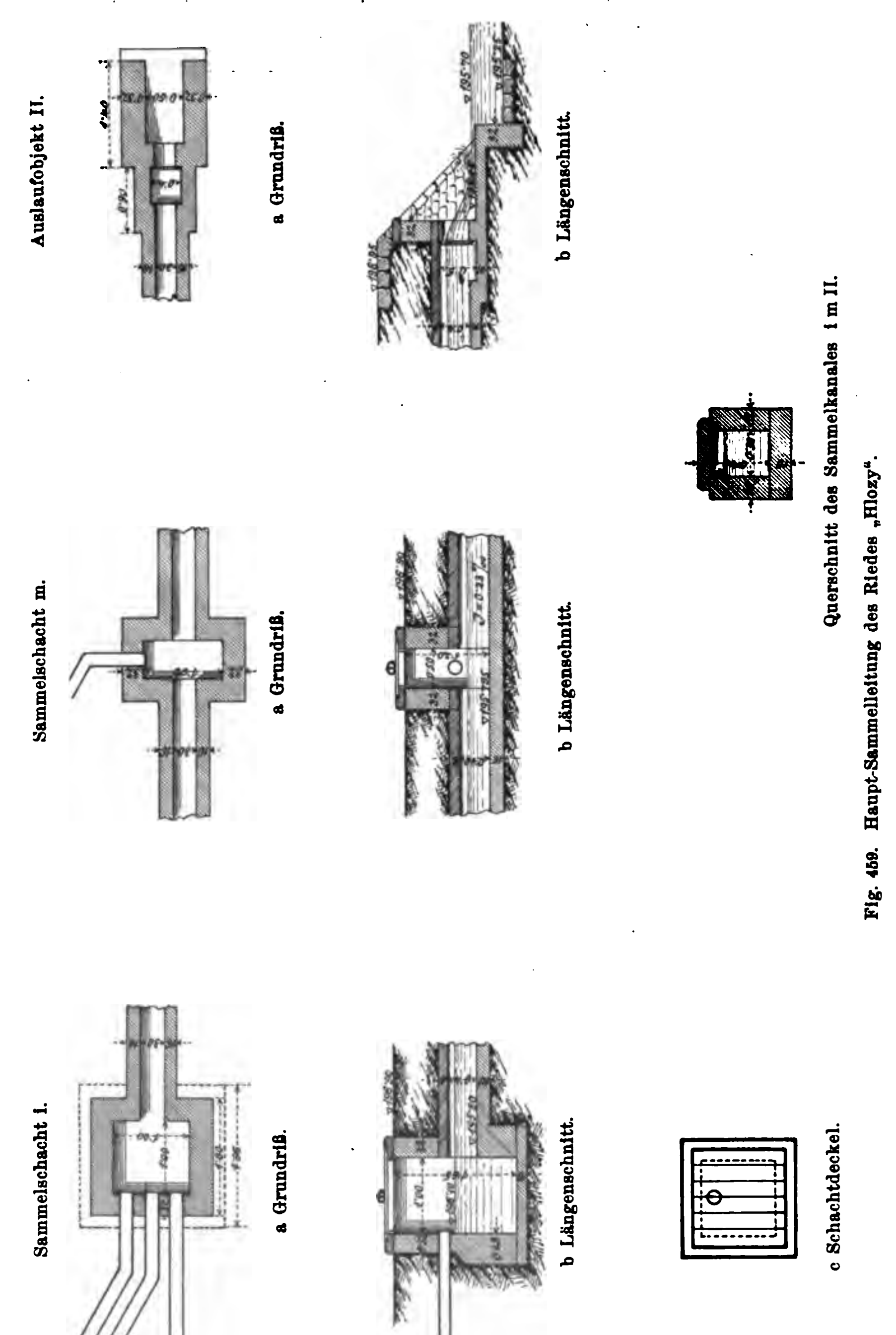


Fig. 459. Haupt-Sammelleitung des Riedes „Hlozy“.

Vorausmafs und Kostenanschlag

für die Drainageanlage auf den Rieden „Pod duby" und „Hlosy" der Gemeinde **Strebetitz** (Bezirk Holleschau, Mähren).

Gegenstände:	Österr. Währung. Einzeln K	h	Zusammen K	h
Drainageanlage auf dem Ried „Pod duby".				
I. Erdarbeiten.				
Aushub und Wiederanschütten der Draingräben, Legen der Drainrohre und Zutragen derselben bei 1—1,5 m Tiefe der Gräben:				
a) Saugdrains . . . . 10632 lfd. m				
b) Sammeldrains . . . . 2033 „ „ 12665 lfd. m	—	19	2406	36
Kosten der Erdarbeiten			2406	36
II. Röhrenbedarf und Lieferung der Röhren bis zur Baustelle.				
a) Kosten der Drainrohre inkl. Transport per Bahn vom Kunewalder Ziegelwerk bis Station Strebetitz.				
d = 40 mm . . . . . 33000 Stück, pro 1000 Stück	24	60	810	80
d = 50 „ . . . . . 700 „ „ 1000 „	32	—	22	40
d = 65 „ . . . . . 400 „ „ 1000 „	38	—	15	20
d = 80 „ . . . . . 750 „ „ 1000 „	65	10	48	80
d = 100 „ . . . . . 1200 „ „ 1000 „	94	—	112	80
d = 130 „ . . . . . 1400 „ „ 1000 „	125	40	175	56
d = 160 „ . . . . . 1900 „ „ 1000 „	184	80	351	12
Kosten der Rohre inkl. Bahnfracht loco Station Strebetitz			1536	68
b) Transport vom Bahnhof Strebetitz zur Baustelle.				
Auf 1 km Entfernung sind zu führen 39350 Stück, pro Fuhre 500 Stück Ladung; 39350 : 500 = 79 = 80 Fuhren. Pro Tag 6 Fuhren = 80 : 6 = 14 Tagfuhren à.	8	—	112	—
Kosten der Röhren loco Baustelle			1648	68
III. Objektskosten.				
a) Einfallschacht zur Vereinigung der 3 Hauptsammeldrains bei Punkt *f*.				
1. Ziegelmauerwerk in hydraulischem Kalkmörtel . . 4,55 m³	20	—	91	—
2. Deckplatten, 0,10 m stark, in hydraulischen Kalk gelegt und profiliert . . . . 1,56 m²	12	—	18	72
3. Glatter Verputz in Portlandzement . . . . . . 8,60 „	2	—	17	20
4. Schachtdeckel aus Holz samt Beschlägen etc.			13	08
Kosten des Einfallschachtes			140	—
Zu übertragen:			140	—

Gegenstände:	Österr. Währung.			
	Einzeln		Zusammen	
	K	h	K	h
Übertrag:			140	—
b) Gemauerter Abflußkanal, 30/30 lichte Weite, 36 m lang.				
1. Aushub . . . . 63,00 m³	—	60	37	80
2. Ziegelmauerwerk in hydraulischem Kalk . . . . 6,40 „	20	—	128	—
3. Deckplatten, 0,8—0,10 m stark, in hydraulischem Kalk, unprofiliert . . . . 14,40 m²	6	—	86	40
4. Verputz in hydraulischem Kalk . . . . 32,40 „	1	—	32	40
5. Unvorhergesehenes			15	40
Kosten des gemauerten Abflußkanales			300	—
c) Auslaufobjekt.				
1. Ziegelmauerwerk in hydraulischen Kalk . . . . 1,50 m³	20	—	30	—
2. Deckplatten, 0,10 m stark, in hydraulischem Kalk gelegt, profiliert . . . . 0,72 m²	12	—	8	64
3. Äußerer Verputz und Herstellung der Fassade in hydraulischem Kalk . . . . 2,76 „	2	—	5	52
4. Trockenpflaster . . . . 5,68 „	1	—	5	68
5. Eisernes Abschlußgitter etc.			10	16
Kosten des Auslaufobjektes			60	—
Rekapitulation der Kosten für die Drainageanlage am Riede „Pod duby".				
I. Erdarbeiten			2406	36
II. Röhrenbedarf inkl. Transportkosten bis zur Baustelle			1648	68
III. Objektskosten:				
a) Einfallschacht . . . . 140 K				
b) gemauerter Kanal . . . . 300 „				
c) Auslaufobjekt . . . . 60 „			500	—
IV. Unvorhergesehenes			244	96
Kosten der Anlage „Pod duby"			4800	—

Mithin pro Hektar entwässerter Fläche $= \frac{4800}{15,74} =$ **304 K 96 h.**

Gegenstände:	Österr. Währung. Einzeln K	h	Zusammen K	h
General-Kosten-Zusammenstellung.				
A. Kosten der Drainageanlage am Riede „Pod duby“.				
1. Erdarbeiten . . . . 2406 K 36 h				
2. Röhrenbedarf inkl. Transport . . . . 1648 „ 68 „				
3. Objektskosten . . . . 520 „ — „				
4. Unvorhergesehenes . . . . 224 „ 96 „				
Kosten der Anlage „Pod duby“			4800	—
B. Kosten der Drainageanlage am Riede „Hlozy“.				
1. Erdarbeiten . . . . 4359 K 94 h				
2. Röhrenbedarf inkl. Transport . . . . 2946 „ 50 „				
3. Objektskosten . . . . 800 „ — „				
4. Unvorhergesehenes . . . . 293 „ 56 „				
Kosten der Anlage „Hlozy“			8400	—
Gesamtkosten der Drainageanlage			**13200**	—
Mithin pro Hektar entwässerter Fläche $= \frac{13200}{39,34} =$ **335 K 40 h.**				

B. Die Entwässerungs- und Bewässerungsanlage in Rzimnitz (Mähren).

Uber Einschreiten der Gemeinde Rzimnitz bei Littau wurde durch das Landesmeliorationsamt von Mähren ein Gutachten über die Möglichkeit und Notwendigkeit von beabsichtigten Bodenmeliorationen in der Gemeinde Rzimnitz abgegeben, demzufolge bei der vorgenommenen Besichtigung in erster Linie konstatiert wurde, daß insbesondere die am rechten Marchufer von der Neumühle abwärts bis zur Gemeindegrenze gelegenen Wiesen und Felder einen zu feuchten Untergrund besitzen, ja an vielen Stellen direkt versumpft sind.

Einige aufgeschlossene Probegruben zeigen eine mindestens 30 cm mächtige Humusschichte, unter welcher ein lettiger Boden folgt, der im allgemeinen zu den mittelschweren Böden gerechnet werden kann.

Das Grundwasser zeigt sich in wechselnden Tiefen je nach der Höhenlage des Terrains 20—60 cm tief unter demselben; an manchen tiefen Stellen tritt es direkt an die Oberfläche und bildet hier Sümpfe. Insbesondere gilt dies von dem Teile der Wiesen von der Rzimnitz-Lautscher Grenze aufwärts neben der rechtsseitigen Berglehne bis zum Orte Rzimnitz.

In diesem ganzen Komplex, ebenso in dem oberhalb der Neumühle gelegenen Teile, wurde in erster Linie eine gründliche Entwässerung beantragt.

Da die March oberhalb des sogenannten galden Wehrs augenscheinlich keine Vorflut für die Entwässerung bietet, wurde behufs Konstatierung der Gefällsverhältnisse ein Nivellement von der Neumühle abwärts bis zum Lautscher Wehr vorgenommen und hierbei die Möglichkeit der Entwässerung bei Ausnützung der beiden Wehrgefälle konstatiert.

Die Entwässerung dieses 139 ha großen Grundkomplexes hatte, dem Gutachten gemäß, zuerst mittels offener Gräben derart zu erfolgen, daß die beiden Hauptabzugsgräben mittels eines Kanales oder Rohres den Mühlgraben untersetzen und einerseits unter dem galden (oder blinden) Wehr, andererseits unter dem Lautscher Wehr ausmünden sollten, bei welcher Anordnung genügendes Gefälle für die Vorflut gewonnen würde.

Nach Maßgabe des Bedarfes hätte sich später dieser Entwässerungsanlage mittels offener Gräben eine Drainagierung einzelner Gebiete anzuschließen.

Nach diversen Angaben der dortigen Grundbesitzer beträgt bei mittlerer Ernte die Heu- und Grummetfechsung pro Hektar (1 ha = $1^3/_4$ Joch) bei den obern nassen Wiesen ca. 30—35 Ztr., bei den besten, etwas höher gelegenen Wiesen ca. 50 Ztr., auf den Wiesen der Herrschaft Busau (1886 als Mittelernte) 42 Ztr. Durch die einfache Entwässerung kann mit Sicherheit auf 60—70 Ztr. Heu und Grummet pro Hektar (35—40 Ztr. pro Joch) bei Mittelernten gerechnet werden, und zwar ein süßes, gutes Futter zum Unterschiede der jetzt gewonnenen meist saueren Gräser.

Auch ist zu berücksichtigen, daß durch die Entwässerungsgräben das bei den Hochwässern der March austretende Wasser rascher von den Wiesen abgeleitet würde, als dies heute der Fall ist.

Der obige Ertrag kann später, wenn die besseren finanziellen Verhältnisse der Kleingrundbesitzer die Einführung einer Bewässerung gestatten, auf

100—120 Ztr. Heu und Grummet pro Hektar steigen. Die Rentabilität des beantragten Meliorationsbaues erschien daher von vornherein gesichert.

Die am linken Marchufer gelegenen Wiesen haben von der durch die Wehranlagen und anderen Verhältnisse bedingten Versumpfung nicht zu leiden, sondern wurde hier eine sofortige Bewässerung empfohlen.

Auf Grund eines später verfaßten Detailprojektes wurde zuerst der Bau der Entwässerung des annähernd 157 ha großen Meliorationsgebietes mit Staats- und Landessubvention durch eine Genossenschaft durchgeführt. Die Baukosten betrugen im ganzen 32000 K, von welchem Betrage 24000 K auf die Kunstobjekte, der Rest auf die eigentlichen Entwässerungsarbeiten (offene Gräben) entfallen. Es stellen sich somit die Entwässerungskosten von **1 ha** auf ca. **200 K.**

Auf Tafel XIV sind sowohl die Anlagen für die Entwässerung wie für die Bewässerung gezeichnet. Fassen wir zuerst das Entwässerungsprojekt heraus. Die Entwässerung des Komplexes A_1 oberhalb der Neumühle, die Trockenlegung der dort befindlichen Altwasserarme (Judensee etc.) erfolgte mittels dreier tiefgelegter, großer Drainstränge *I*, *II* und *III*. Die Entwässerung der großen Riede „Hate“ und „dolny luka“ wurde mittels offener Gräben bewirkt. Als abzuleitendes Wasserquantum wurde 1 sl. pro Hektar angenommen. Die Entwässerung des Riedes „Hate“ erfolgte in erster Linie durch den Hauptentwässerungsgraben *rNMLKA*.

Um die nötige Absenkung des Grundwasserspiegels, dessen schädliche Höhe durch die hochgelegenen festen Wehre bedingt war, zu ermöglichen, mußte das Ende des Hauptgrabens (*D*) in das Unterwasser des Rzimnitzer Wehres ausmünden. Aus diesem Grunde wurde die Unterführung des Mühlgrabens durch eine Unterleitung (Siphon) *BC* notwendig. Um die der Entwässerung nicht bedürftigen schmalen Parzellen zwischen *A* und *B* nicht zu tangieren, wurde diese Strecke als 400 mm weite Eisenrohrleitung projektiert (beim Baue jedoch als Zementrohrleitung durchgeführt) und der Übergang zu dem offenen Hauptgraben durch einen Einlaufschacht *A* vermittelt. Durch Einschieben von in Nuten des Mauerwerkes geführten Pfosten kann die Leitung abgesperrt oder im Bedarfsfalle die Senkung des Grundwasserspiegels oberhalb beliebig reguliert werden. Die Verbindungsstrecke *CD* zwischen Siphon und Auslaufobjekt wurde gleichfalls in 400 mm weiten Betonröhren durchgeführt. Das Auslaufobjekt ist mit einer eisernen Froschklappe versehen.

Im Punkte *K* übersetzt der Hauptgraben mittels eines kurzen Aquäduktes, in Beton ausgeführt, den kleinen Ortsbach. Eine Anzahl von Nebengräben ermöglicht die beliebige Entwässerung aller Parzellen dieses Riedes; hierbei wurden tunlichst die Parzellengrenzen sowie bestehende Gräben berücksichtigt.

Die im genossenschaftlichen Wege durchgeführten offenen Gräben sind im Situationsplane rot eingezeichnet, während kleinere Nebengräben, welche im Bedarfsfalle von dem betreffenden Grundbesitzer selbst hergestellt werden, nicht eingetragen erscheinen. Die Entwässerung des Riedes „dolny lonky“ erfolgt in ähnlicher Weise mittels des Hauptgrabens *EFGHJ*,

welcher zwischen G und H mittels der Unterleitung II den Mühlgraben unterführt und das Entwässerungswasser mittels der 400 mm weiten Rohrleitung HI in das Unterwasser des Sladeker Wehres abführt.

Die Konstruktion dieser Unterleitung ist aus Fig. 460 (S. 528) zu ersehen. Einlauf- und Auslaufschacht sind durch eine 500 mm weite gußeiserne Flanschenrohrleitung verbunden. Mit dem Einfallschacht ist hier ein Sedimentierschacht kombiniert, welcher die gleichen Zwecke wie der Einlaufschacht A der Unterleitung I erfüllt. Die vorhandenen Sümpfe sowie die ganz versumpften Wiesen waren kurze Zeit nach Herstellung der Anlage entwässert bezw. trocken gelegt, der Erfolg ein außerordentlich günstiger. In sehr trockener Zeit wird durch Einschieben von einem Pfosten in die Mauerwerksnuten zwischen Sedimentier- und Einlaufschacht eine temporäre Stauung des Grundwasserspiegels und damit eine Anfeuchtung der Wiesen durch Rückstauung (siehe Seite 467) bewirkt.

Einzelne starke, lokal auftretende Quellen wurden mittels Brunnen (siehe die frühere Fig. 311) gefaßt und in den Hauptentwässerungsgraben eingeleitet (siehe die rotpunktierten Linien daselbst), höher gelegene Quellen überdies zur Bewässerung der Wiesen benützt.

Bei der Bauausführung wurde überdies in der Abteilung (rot B_5) noch ein zweiter offener Graben in der Mitte zwischen FG und der Berglehne gehend ausgeführt.

Während die Entwässerung einige Jahre nach der Projektsverfassung baulich durchgeführt werden konnte, erscheint der Beginn des Baues der Bewässerungsanlage infolge der schwierigen Lösung der Wasserrechtsfragen bezw. der Opposition der reichen Marchmüller gegen dieses Projekt noch in weite Ferne gerückt. Im nachstehenden soll an der Hand des Situationsplanes das Projekt der Bewässerung erläutert werden.

Örtliche Lage des gesamten Bewässerungsgebietes.

Das 96,5 ha große Bewässerungsgebiet liegt am rechten und linken Ufer der March im Gebiete der Katastralgemeinden Rzimnitz und Lautsch, zerfällt bezüglich seiner örtlichen Lage in zwei größere zusammenhängende Komplexe, von denen der eine die bei der Neumühle gelegenen Wiesenparzellen (22,1 ha) umfaßt, der andere (74,4 ha), ober- und unterhalb des Rzimnitzer und galden Wehres, größtenteils an beiden Ufern des von diesen Wehren abzweigenden Mühlgrabens gelegen ist.

1. Beschreibung der Bewässerungsanlage der Wiesenparzellen bei der Neumühle, Ried „za mlynem“ (A_1—A_4).

Da dieser Teil sowohl durch den Marchfluß als auch den Neumühler Werksgraben und endlich durch die Rzimnitz-Littauer Bezirksstraße in mehrere Unterabteilungen getrennt wird, konnte die Bewässerung nicht einheitlich von einem Punkte aus bewerkstelligt werden und sollen in der folgenden Beschreibung die einzelnen Unterabteilungen I—IV separat behandelt werden.

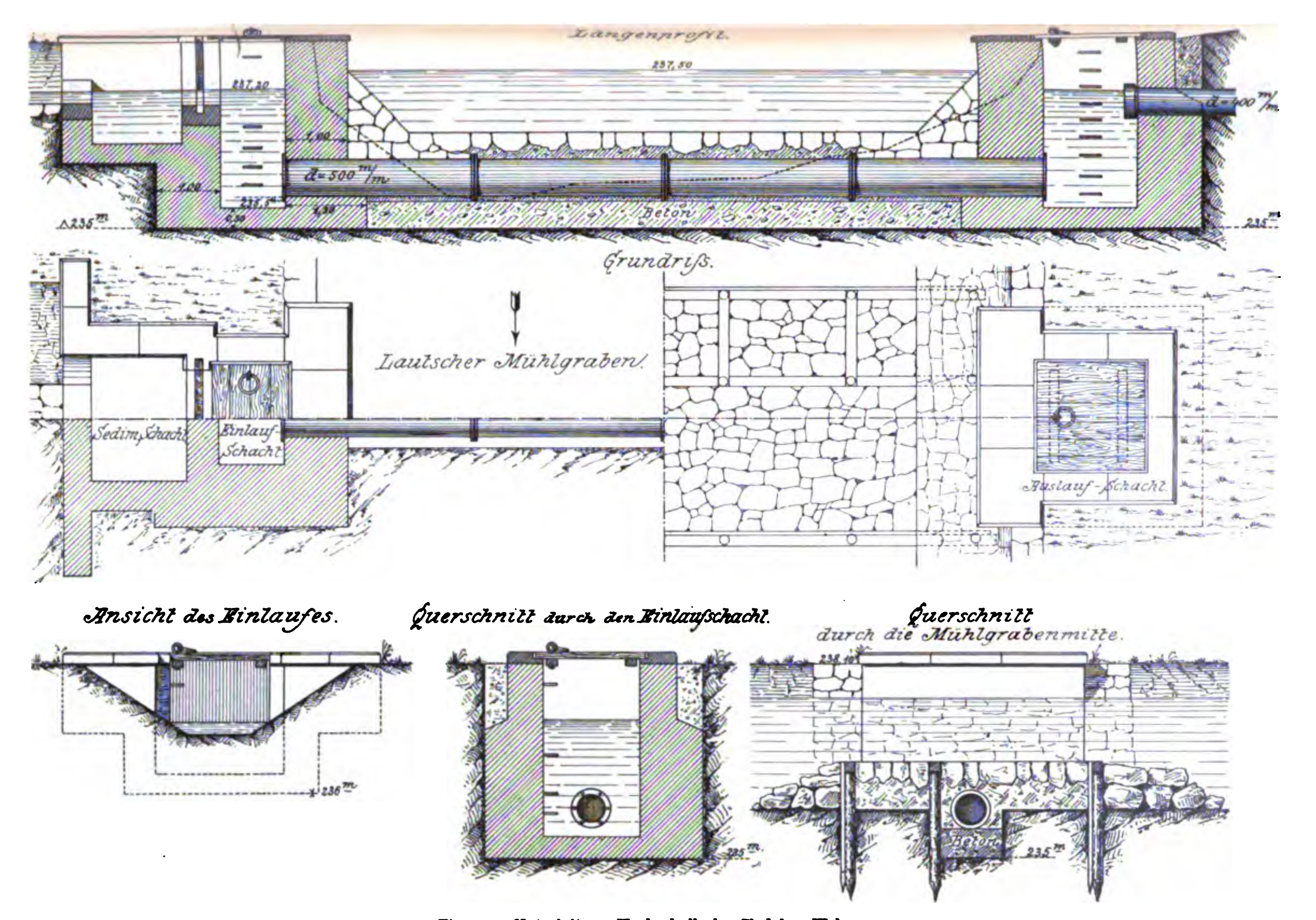


Fig. 460. Unterleitung II oberhalb des Sladeker Wehres.

a) Bewässerung der Wiesenparzellen oberhalb der Neumühle am linken Marchufer, Ried „za mlynem“ A_1.

Dieser Komplex umfaßt die Wiesenparzellen 691, 699, 701, 702/7, 703/1, sowie auch einige Altwasserarme der March und hat derselbe ein Ausmaß von zusammen 10,5 ha.

Das für die Bewässerung notwendige Wasserquantum wird bei Punkt 21 (siehe Situation) der March entnommen und muß, um das Wasser auf die für die Bewässerung notwendige Stauhöhe zu bringen, im Marchfluß ein künstlicher Aufstau bewirkt werden, was durch 1,0 m hohe, am Neumühler Wehr anzubringende Wehraufsätze bewerkstelligt werden soll.

Um ein Austreten des gestauten Wasserspiegels über die Marchufer zu verhindern, müssen dieselben an einzelnen Stellen aufgedämmt werden.

Die Bewässerung erfolgt in der Weise, daß, wenn der durch die Wehraufsätze bewirkte Aufstau erzielt ist, die Schützen im Hauptzuleitungsgraben gehoben werden, wodurch sich das Wasser in den Hauptzuleitungsgraben bei Punkt 21 ergießt und auf dem ganzen Komplexe durch ein entsprechend angeordnetes Grabennetz auf die zu bewässernde Fläche verteilen läßt.

Wie aus dem Situationsplane ersichtlich, wurde als Bewässerungsmethode „Hangbau“ gewählt und sind, da die Wiesenfläche stark kupiert und von Sümpfen und Altwasserarmen durchsetzt ist, zur Herstellung eines entsprechenden Gefälles für die Hänge größere Planierungen vorzunehmen.

Notwendiges sekundliches Zuflußquantum.

Bezüglich der notwendigen Wassermenge, die dem Marchfluß entnommen wird, wäre zu erwähnen, daß die Bewässerung als düngende Bewässerung projektiert und für den vorliegenden mittel-durchlässigen Boden ein Wasserbedarf von 15 sl. pro Hektar angenommen wurde, was einem Gesamtwasserquantum von 158 sl. für die ganze Fläche entspricht.

b) Bewässerung der Wiesenparzelle 686 „za mlynem“ A_2.

Diese Parzelle wird von demselben Hauptzuleitungsgraben aus bewässert, indem derselbe als offener Graben vom Punkt 103 bis zur Bezirksstraßenbrücke geführt wird, die letztere in einer Holzrohrleitung untersetzt und zwischen Punkt 189 und 190 auf die zu bewässernde Wiese geleitet wird.

Die Verteilung des Wassers auf der Wiese geschieht nach dem Prinzipe des natürlichen Hangbaues.

c) Bewässerung der Wiesenparzellen 645 und 651 „za mlynem“ A_3.

Behufs Bewässerung dieses Komplexes ist bei Punkt 203 eine Bewässerungsschleuse projektiert, durch welche das für die Bewässerung erforderliche Wasserquantum dem Marchfluß entnommen wird.

Ein kleiner Teil der Fläche wird vom Poleiner Bach aus bewässert (ca. 0,5 ha), während der übrige größere Teil (4,9 ha), wie schon früher erwähnt, vom Marchflusse aus versorgt wird.

Bewässerungsart und Zuflußmenge.

Die Bewässerung ist ebenfalls eine düngende und ist pro Hektar und Sekunde ein Wasserquantum von 15 l vorausgesetzt, so daß dem Marchfluß 73,5 sl., dem Poleiner Bach 7,5 sl. entnommen werden.

Die Verteilung des Wassers auf der Wiesenfläche ist aus dem Situationsplane ersichtlich und geschieht dieselbe durch die Hauptgräben, Zubringer und Rieselrinnen nach der Methode des natürlichen Hangbaues.

d) Bewässerung des Wiesenkomplexes am rechten Marchufer unterhalb der Neumühle, Ried „za mlynem" A_4.

Der Komplex umfaßt die Wiesenparzellen 670, 673, 676, 677, 678 mit einem Flächenmaß von 4,8 ha und wurde, da ein nach bestimmter Richtung vorherrschendes Terraingefälle nicht vorhanden, die Fläche also für die Einrichtung von natürlichen Hängen nicht geeignet ist und bei Anwendung von künstlichem Hangbau die Anlagekosten durch entsprechend vorzunehmende Planierungen zu hohe würden, für diesen Komplex die Methode der Stauberieselung gewählt. Vom Mühlgraben oberhalb der Bezirksstraßenbrücke geschieht die Wasserentnahme für die Bewässerung und wird die erforderliche Wassermenge durch eine offene Grabenleitung und eine sich hieran schließende, 55 m lange, gemauerte Unterleitung, welche unter der Bezirksstraße und dem Vorplatze der Mühle angelegt ist, den zu bewässernden Flächen zugeführt.

Das dem Mühlgraben durch die Einlaßschleuse 3 (Fig. 461) zu entnehmende Wasserquantum beträgt 0,200 m^3 (200 l) pro Sekunde und wurde unter der Voraussetzung berechnet, daß bei jedesmaliger Anfeuchtung eine Rieselhöhe von 0,150 m gegeben wird.

Die Bewässerung geschieht in der Weise, daß das durch die Unterleitung zuströmende Wasser auf den Wiesen zwischen den Revierdämmen eingestaut wird und, nachdem eine bestimmte Stauhöhe erreicht ist, der Abfluß durch ein beim Punkt 234 angebrachtes Ablaßsiel (Fig. 464) erfolgt. Der Zu- und Abfluß bei den Objekten wird so reguliert, daß sich die Stauhöhe längere Zeit hindurch im Revier konstant erhält und ein langsames Durchströmen des Wassers von den höheren zu den tieferen Punkten erfolgt.

Das Niveau des Revierwasserspiegels hat die Kote 240,85 m (Seehöhe), jene der Revierdammkrone die Kote 241,15 m, also 0,30 m über dem Revierwasserspiegel.

Zur besseren Verteilung des Wassers im Reviere sind längs der Revierdämme Verteilungsgräben projektiert; auch ist für eine gründliche Entwässerung und Trockenlegung der Wiesen durch Anlage von Entwässerungsgräben gesorgt.

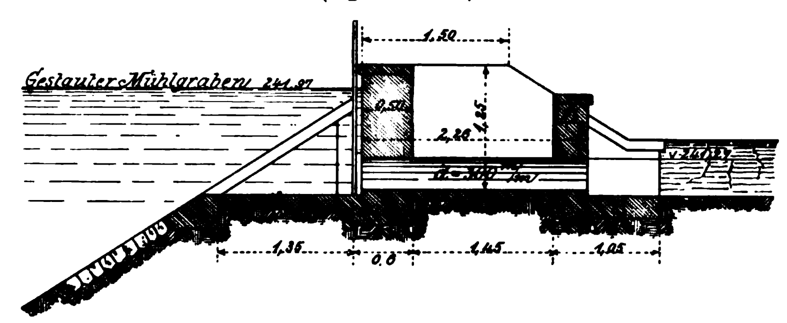
Da einzelne Teile des zu entwässernden Komplexes höher gelegen sind als der gestaute Revierwasserspiegel, so wären diese Flächen entsprechend (auf Kote 240,80 m) zu planieren, und zwar so, daß an den höchsten Punkten des Revieres noch immer eine 5 cm hohe Wasserschichte vorhanden ist.

Summarische Fläche und die aus dem Marchfluſs zu entnehmende Wassermenge pro Sekunde für das Gebiet A „za mlynem".

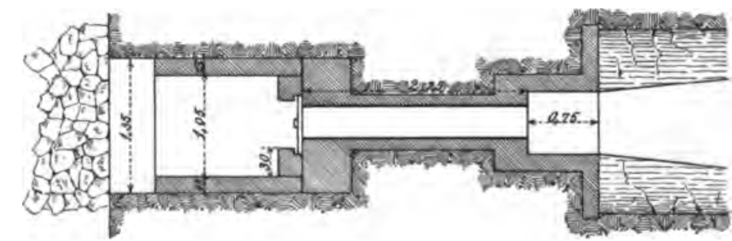
		Aus der March
A_1 =	10,50 ha	0,158 m³ pro Sekunde,
A_2 =	1,00 „	0,000 „ „ „
A_3 =	4,90 „	0,073 „ „ „
A_4 =	4,80 „	0,200 „ „ „
zusammen	21,20 ha	0,431 m³ pro Sekunde.

Zuleitungsobjekte

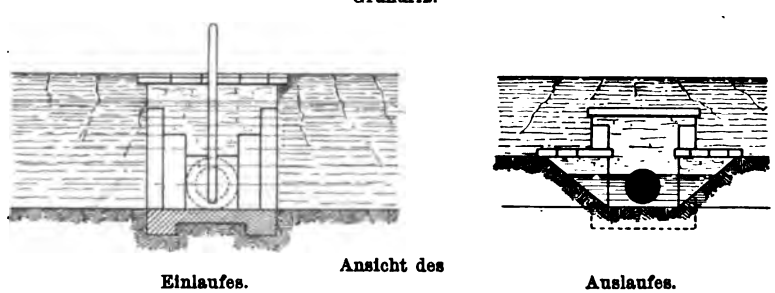
für die Bewässerung der Wiesen am rechten Marchufer unterhalb der Neumühle (A_4) (Fig. 461—465).



Längenschnitt.



Grundriß.

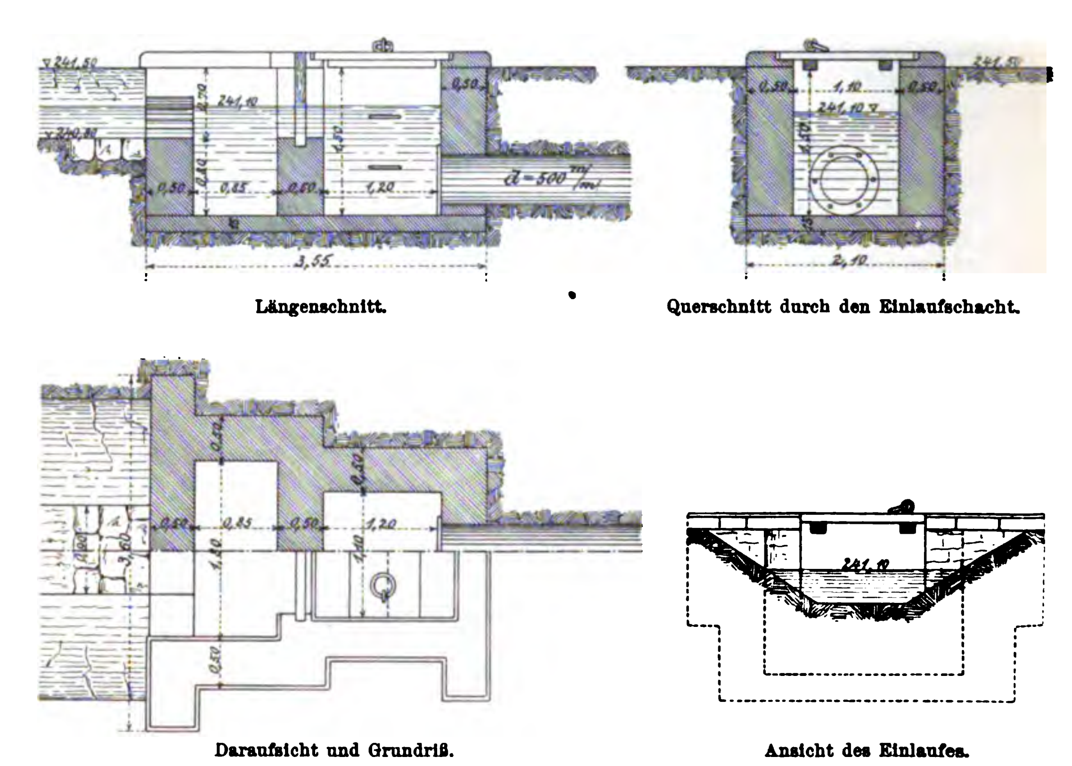


Ansicht des

Einlaufes. Auslaufes.

Fig. 461. Einlaßschleuse 8.

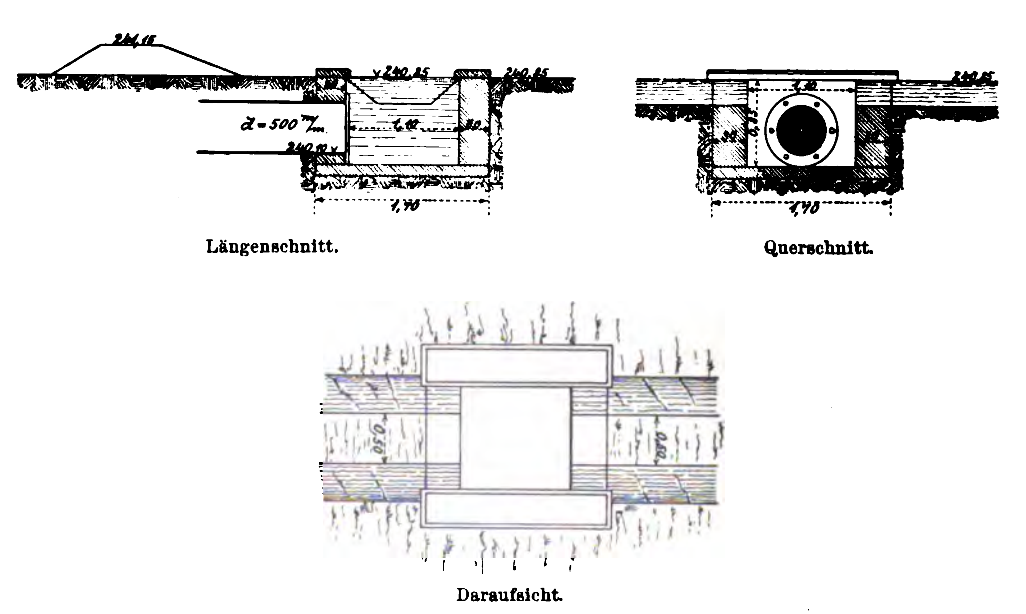
Aus den Figuren 461—465 sind die Konstruktionen der notwendigen Bauobjekte (Einlaßschleuse, Einlaßobjekt, Auslaufschacht, Ablaßsiel), sowie das Längenprofil zu ersehen.



Längenschnitt. Querschnitt durch den Einlaufschacht.

Daraufsicht und Grundriß. Ansicht des Einlaufes.

Fig. 462. Einlaßobjekt vor der Bezirksstraße.



Längenschnitt. Querschnitt.

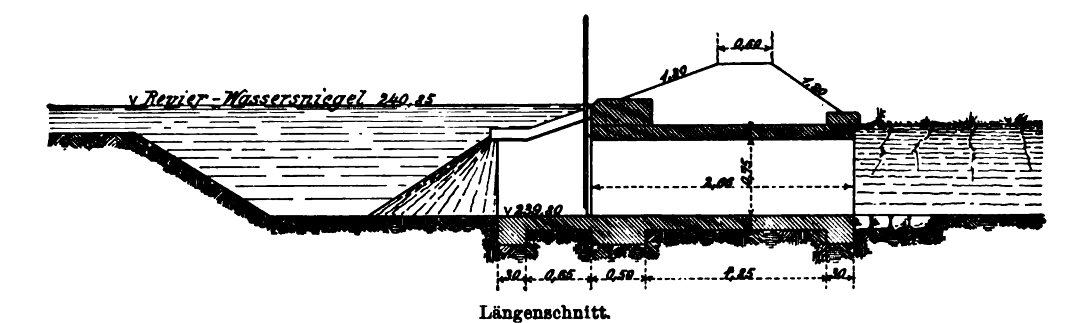
Daraufsicht.

Fig. 463. Auslaufschacht.

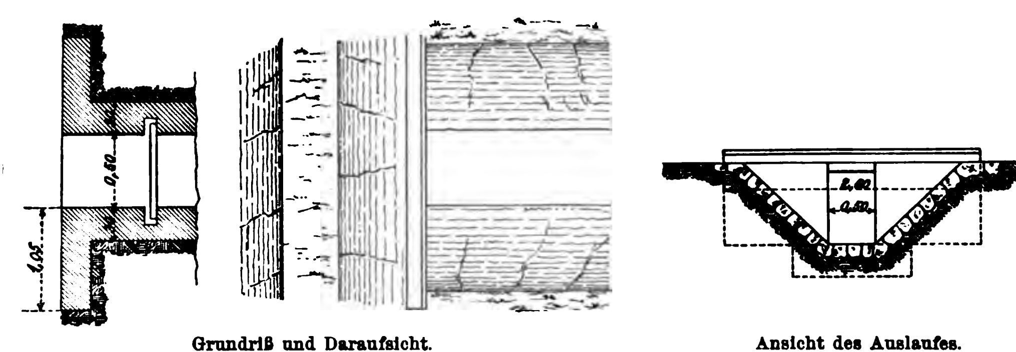
2. Beschreibung der Bewässerungsanlage B_5 und B_7 (Ried „dolny lonky") und B_6 (Ried „bei Dobrau").

Dieser Komplex zerfällt in 3 Hauptgebiete, welche sich zu beiden Seiten des Lautscher Mühlgrabens und oberhalb der Rzimnitzer Wehre erstrecken. Dieselben besitzen ein Ausmaß von

a) { Ried „dolny lonky" B_5 / Ried „bei Dobrau" B_6 } zusammen 49,1 ha,
b) Ried „dolny lonky" B_7 . . . . . 25,3 „
im ganzen 74,4 ha.



Längenschnitt.



Grundriß und Daraufsicht. Ansicht des Auslaufes.

Fig. 464. Revier-Ablaßsiel des Bewässerungs-Komplexes A_4.

Während in allen anderen Gebieten in erster Linie eine Entwässerung durchgeführt werden mußte, ist dies beim Komplex „bei Dobrau" nicht nötig und bedarf derselbe nur einer Bewässerung.

a) Die Bewässerung des Komplexes B_5 und B_6 erstreckt sich auf den unterhalb des Weges im Riede „dolny lonky" der Gemeinde Rzimnitz und im Riede „bei Dobrau" der Gemeinde Lautsch gelegenen Wiesenparzellen mit einem Ausmaße von zusammen 49,10 ha. Getrennt wird dieser Komplex durch den vom Rzimnitzer Wehre abzweigenden Lautscher Mühlgraben in zwei ziemlich gleich große Teile, so daß auf den Rzimnitzer Anteil 26,60 ha, auf den Lautscher 22,5 ha entfallen. Die Bewässerung geschieht durch Aufstau des Wassers beim Rzimnitzer und galden Wehr, indem auf den Wehren 1,0 m hohe Wehraufsätze angebracht werden, wodurch die für die Bewässerung notwendige Stauhöhe erzielt wird. (Siehe die frühere Fig. 375, Seite 441.)

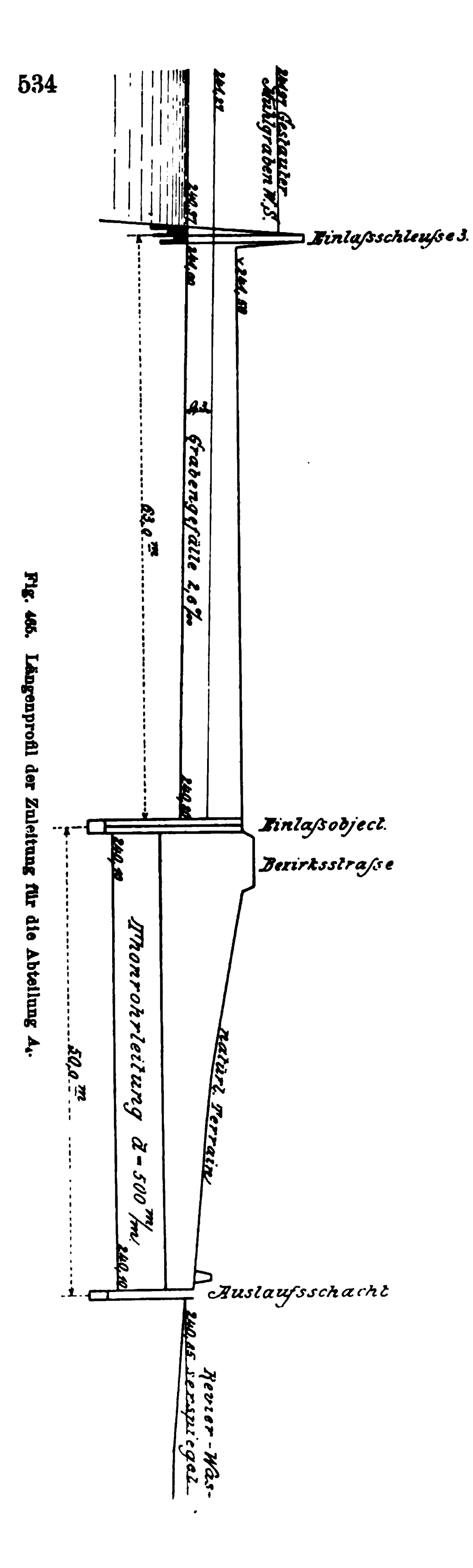


Fig. 465. Längenprofil der Zuleitung für die Abteilung A.

Damit die Wasserabflußverhältnisse für die unterhalb dieser Wehre gelegenen Wasserbezugsberechtigten aufrecht erhalten bleiben, müssen sowohl die Oberkanten der Wehraufsätze bei den beiden Wehren in demselben Niveauverhältnisse wie die bestehenden Wehrkronen liegen, sowie auch in den bei den Wehren abzweigenden Mühlgraben zur Zeit der Bewässerung ein Nadelwehr aufgestellt werden, wodurch bewirkt wird, daß die Abflußmenge im Mühlgraben dieselbe bleibt wie vor der Bewässerung. (Siehe die frühere Fig. 376, Seite 442.)

Die Abflußmenge im Mühlgraben ist fixiert durch das in demselben befindliche gemauerte Durchflußprofil. Die am Rzimnitzer und galden Wehr anzubringenden Wehraufsätze dienen auch zur Erzielung der erforderlichen Stauhöhe für die Wiesen oberhalb des Rzimnitzer Wehrs.

Die Stellen (B und C), wo die Wasserentnahme für die Bewässerung der einzelnen Riede aus dem Marchflusse bezw. Mühlgraben erfolgt, sind aus dem Situationsplane ersichtlich. Die pro Sekunde für die Bewässerung erforderliche Wassermenge von 73,6 sl. wurde wieder mit Zugrundelegung einer für leichtere Böden notwendigen Wassermenge von 0,150 m Rieselhöhe berechnet, wobei eine dreimalige Anfeuchtung pro Jahr vorausgesetzt und die Rieselzeit mit je 20 Tagen à 12 Stunden für jede Bewässerung festgesetzt wurde. Es entspricht die Wassermenge von 73,6 sl. einem permanenten Zufluß von 1,73 sl. pro Hektar. Die Verteilung des Wassers auf den Wiesen

geschieht nach dem Prinzipe des natürlichen Hangbaues und teilweise der wilden Überrieselung, indem ohne vorhergehende Planierung die Richtung der Rieselrinnen dem Verlauf der horizontalen Kurven angepaßt wird und durch dieselben je nach Bedarf das Wasser auf einzelne Teile der Wiesen geleitet werden kann.

Noch wäre hier zu bemerken, daß bei dem verhältnismäßig geringen Gefälle der Hauptzuleitungsgraben aus denselben direkt gewässert wird und daß für eine entsprechende Entwässerung der Wiesen durch Anlage von Entwässerungsgräben Vorsorge getroffen ist.

b) Beschreibung der Anlage für die Bewässerung des Komplexes „dolny lonky“ (B_7). Für diesen Wiesenkomplex wurde als Bewässerungssystem das Prinzip der Stauberieselung gewählt, entsprechend dem stellenweise kleinen, unregelmäßigen Gefälle der zu bewässernden Flächen, da bei Anwendung eines Rieselsystems durch die vorzunehmenden Planierungen zu große Kosten verursacht würden.

Die Bewässerung ist als düngende Bewässerung gedacht und für eine einmalige Bewässerung eine Rieselhöhe von 0,150 m vorausgesetzt. Dies entspricht einer Wassermenge bei 22 ha Wiesenfläche von 0,171 m³ = 171 l pro Sekunde, wovon dem oberen Revier 88 l, dem unteren Revier 83 l pro Sekunde zugeführt werden, unter der Voraussetzung, daß die Fläche in 48 Stunden überstaut wird.

Für das obere Revier erfolgt die Wasserentnahme aus dem Marchflusse bei Punkt 354; das untere Revier wird von dem am rechten Mühlgrabenufer bei Punkt 360 abzweigenden Hauptbewässerungsgraben der Wiesen unterhalb des Rzimnitzer Wehres B_6 mit Wasser versorgt, zu welchem Behufe dieser Graben so dimensioniert wurde, daß die Bewässerung der beiden Komplexe B_6 und das untere Revier 2 gleichzeitig erfolgt. Die für die Bewässerung notwendige Stauhöhe im Marchflusse und Mühlgraben wird, wie schon bei der Beschreibung der früheren Anlage erwähnt wurde, durch die beim galden und Rzimnitzer Wehr anzubringenden Wehraufsätze erzielt. Zum Einlassen des Wassers in die Reviere sind an den höchsten Punkten Einlaßsiele und für das Entleeren das Revieres an den tiefsten Punkten Ablaßsiele projektiert und erfolgt der Abfluß des Wassers vom oberen nach dem unteren Revier und von diesem durch den Hauptentwässerungsgraben in das Unterwasser des Sladeker Wehres.

Um mit der bereits zur Ausführung gelangten Entwässerungsanlage des ganzen Riedes „dolny lonky“ nicht in Kollision zu kommen, müssen bei den Kreuzungen der Revierdämme und den Entwässerungsgräben für letztere Durchlässe und bei den Kreuzungen der längs der Revierdämme geführten Verteilungsgräben mit den Entwässerungsgräben für die Verteilungsgräben Überleitungen (aus Holz) angelegt werden.

Die bauliche Konstruktion der Einlaß-Siele und hölzernen Aquädukte ist aus den Figuren 466—469 zu entnehmen.

Da sich innerhalb der Jahre, welche seit Verfassung des Projektes verflossen sind, der Zustand des Neumühl- und galden Wehres derart verschlechterte, daß eine Mehrbelastung durch Aufstellen von höheren Wehr-

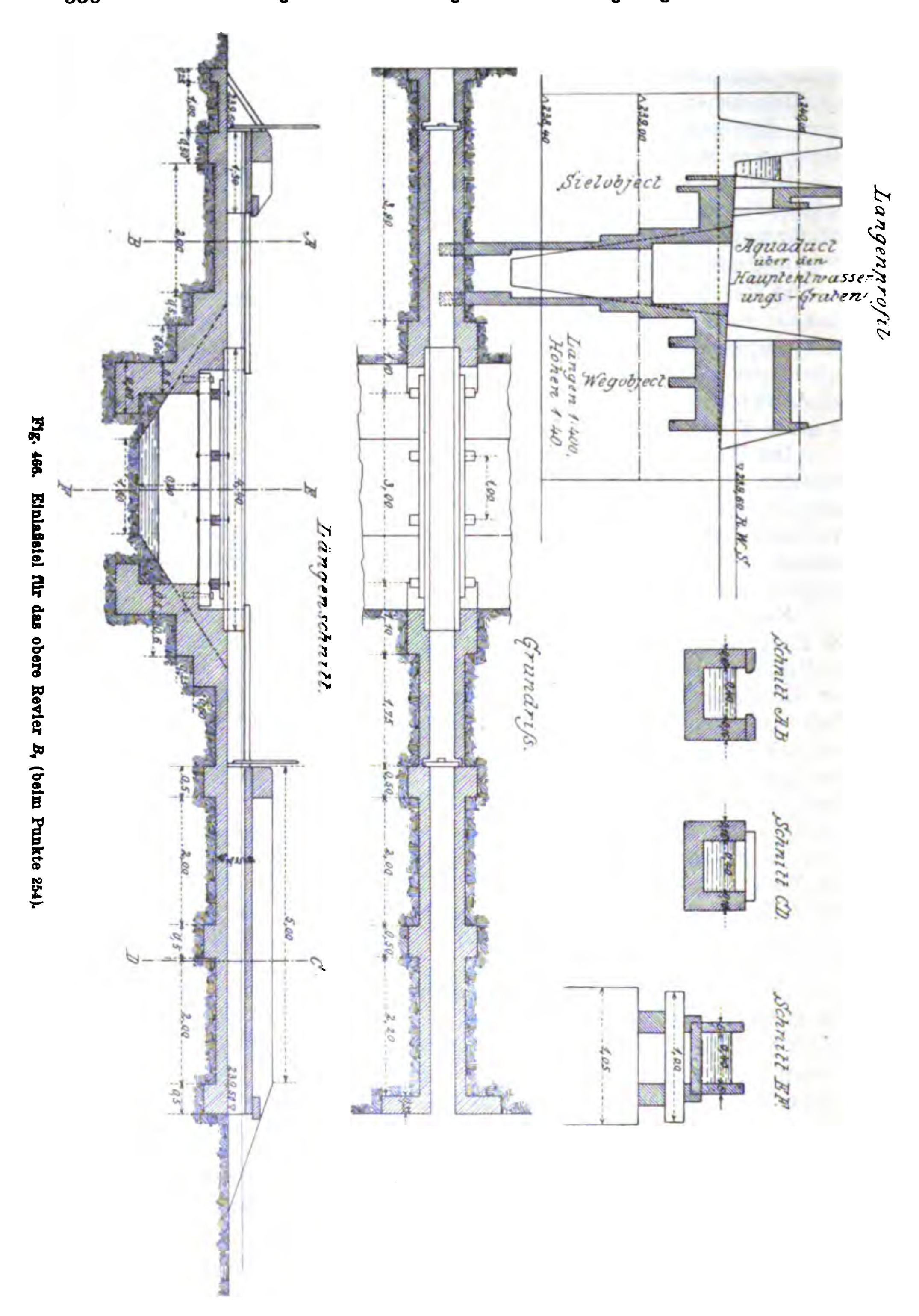


Fig. 466. Einlaßsiel für das obere Revier B_1 (beim Punkte 254).

aufsätzen für den Bestand dieser Stauanlagen gefährlich erscheint, und da die Bewässerungsgenossenschaft die bezügliche Haftpflicht nicht übernehmen kann, so dürfte von der Aufstellung der Wehraufsätze Abstand genommen werden und die

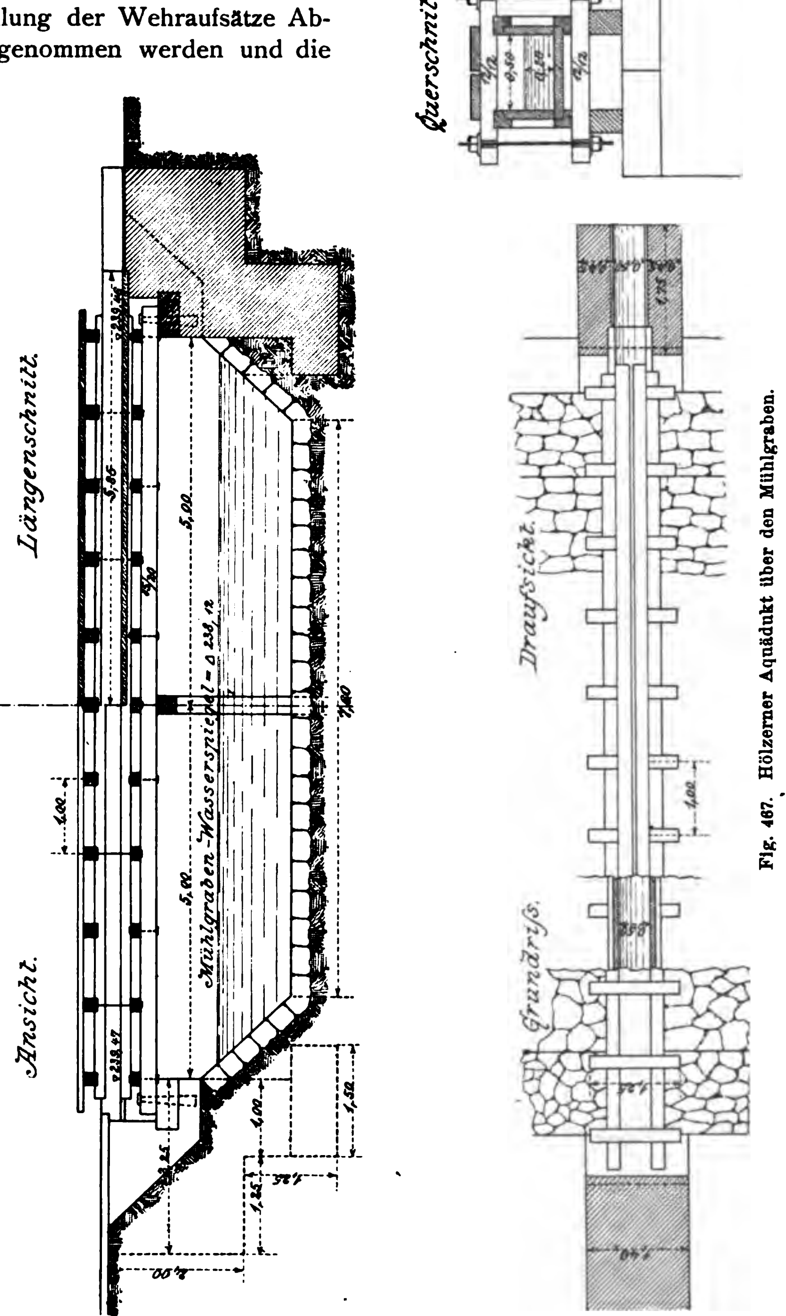
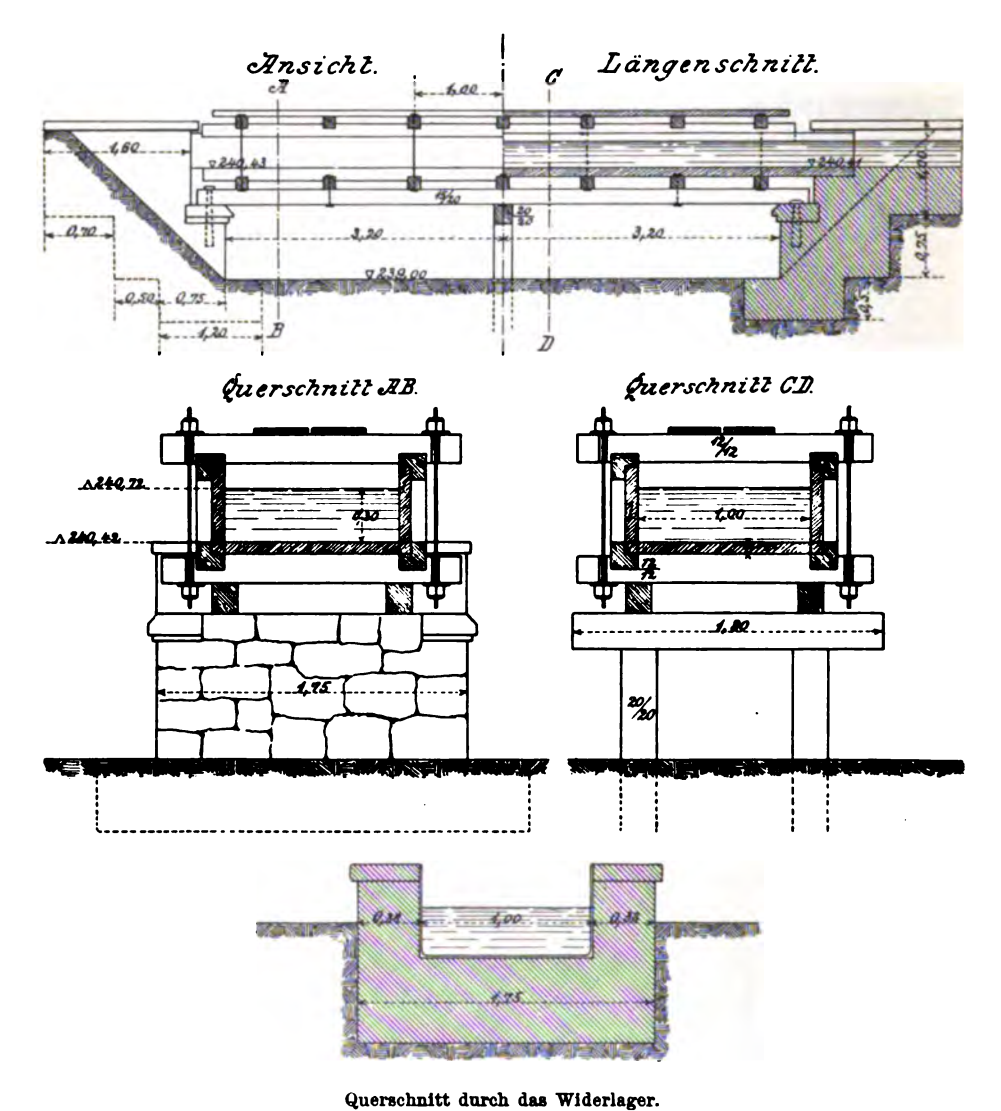


Fig. 467. Hölzerner Aquädukt über den Mühlgraben.



Querschnitt durch das Widerlager.

Fig. 468. Hölzerner Aquädukt über einen Entwässerungsgraben.

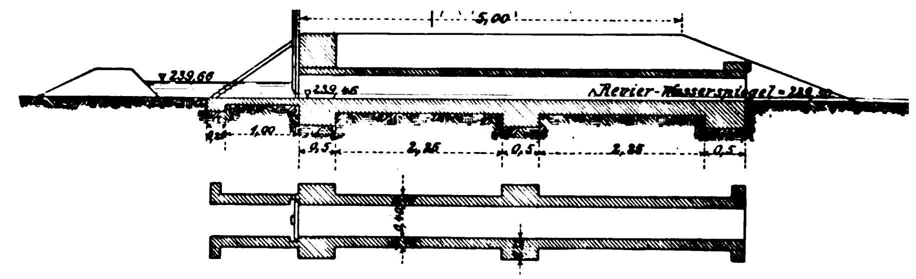


Fig. 469. Einlaßsiel bei *h*.

Entnahme des Wassers für die Anlagen B_5—B_7 aus dem Obergraben des Neumühlwehres erfolgen. Sollten die Mühlenbesitzer bis zur Ausführung des Projektes auch die Regulierung des stark serpentierenden Mühlgrabens innerhalb des Komplexes B_5 bewilligen, dann würde sich die Anlage des Bewässerungsgrabennetzes wesentlich einfacher und günstiger gestalten.

C. Die genossenschaftliche Bewässerungsanlage aus dem Itzflusse bei Baunach (Unterfranken).

(Hierzu Tafel XV.)

Die Wiesenkulturgenossenschaft Baunach-Daschendorf-Ebing-Rattelsdorf, die größte in Bayern, zählt 307 Mitglieder mit 946 Grundparzellen und liegt mit den beiden ersten Gemeinden, also den rechts dem Itzflusse gelegenen Wiesen, in Unterfranken, während der am rechten Itzufer gelegene Wiesenkomplex nach Oberfranken gehört. Die gesamte Anlage umfaßt ein Areal von 282 ha, von denen ca. 72 ha am linken und 210 ha am rechten Itzufer liegen. Die Kosten dieser Anlage betrugen:

a) für die Hauptstauschleuse und die beiden Einlaßschleusen	20058 M.,
b) für Gräben und kleine Stauvorrichtungen	82554 „
c) für Grunderwerb, Vermessungs- und Prozeßkosten, Entschädigungen, Zinsen etc.	20158 „
zusammen	122770 M.,

mithin pro Hektar 435 M. Zu diesen Kosten gab der Staat 8500 M. und der Kreis Unterfranken 7800 M. Das übrige Kapital wurde durch die Genossenschaft bei der süddeutschen Bodenkreditbank zu $4^1/_2$ % samt Amortisation aufgenommen und soll teilweise in 20, teilweise in $48^1/_2$ Jahren durch ratenweise Rückzahlungen getilgt werden. Zu diesem Zwecke wurden anfangs 12 M., später 10 und jetzt bloß 9 M. Umlage pro Tagwerk und Jahr erhoben (mithin pro Hektar 35,3, 29,4, 26,5 M.), in welcher Umlage auch schon die Erhaltungskosten enthalten sind.

Der mittlere Verkaufspreis von 1 ha Wiesenland ist jetzt inklusive der Umlage 3500 M. Im Jahre 1884, wo der Verfasser diese Anlage zum ersten Male besichtigte, betrug der Ertrag pro Hektar 120 Ztr. (à 50 kg) Heu, 80 Ztr. Grummet, zusammen 200 Ztr. Im Jahre 1895 fand ich den Grasstand unmittelbar vor der Heumahd ungemein üppig (1,5 m hoch) und wurde dieser mutmaßlich höchste Ertrag seitens des Bürgermeisters von Breitengüßbach auf 240 Ztr. Heu und 120 Ztr. Grummet, zusammen auf 360 Ztr. (180 m/Ztr.) pro Hektar geschätzt (?), während de facto dieser Ertrag im Durchschnitt der früheren Jahre 240 Ztr. pro Hektar betrug. Im allgemeinen konnte man schon in den ersten Jahren der Bewässerung gegen früher pro Hektar einen Mehrertrag von 40 Ztr. Dürrfutter auf jenen Flächen annehmen, die schon vor der Melioration Wiesen waren; die früheren, jetzt auch zu Wiesen umgewandelten Äcker gaben einen geringeren Ertrag.

Die für die Gräben notwendige bedeutende Grundfläche, welche von den einzelnen Besitzern abgekauft werden mußte, wurde auf die Genossen-

schaft übertragen und entrichtet auch diese hierfür die bezüglichen Steuern. Der obere größere Teil der Anlage besteht meist aus schwerer fetter Erde, während der untere Teil schon stark sandig ist. Das Terrain war im Jahre 1884 an vielen Stellen stark kupiert und sollte von den betreffenden Besitzern planiert werden; viele zu hoch gelegene Wiesenflächen bekamen nur ungenügend Wasser, während die Mulden an manchen Orten versumpft waren, was durch Planierung und bessere Entwässerung, zu der genügende Vorflut vorhanden ist, behoben werden konnte. Auch wurde nicht überall das Wasser ökonomisch ausgenutzt, indem unten zu wässern begonnen wurde, das Abwasser also meist nicht zur Wiederverwendung kam. Diese Art der Bewässerung war damals deshalb eingeführt, um eben die früher erwähnten tiefliegenden, nicht planierten Wiesenmulden durch das von oben herabkommende Wasser nicht noch mehr zu versumpfen (diese Übelstände erscheinen nunmehr behoben). Die Pflege der Anlage und die Bewässerung wird durch zwei von der Genossenschaft angestellte stabile Wiesenwärter, welche zusammen hierfür 900 M. jährlich erhalten, besorgt, was jedenfalls viel besser als bei vielen anderen fränkischen Anlagen ist, wo jeder Besitzer die Bewässerung wie die Reinigung der Gräben auf seinem Grundstücke selbst zu besorgen hat, was sich praktisch nicht bewährt hat. Die Reinigung der Gräben geschieht im Frühjahr.

Die Itz führt bei sehr kleinem Niederwasser ca. 1,50 m³, bei kräftigem Niederwasser 2,50 m³ Wasser pro Sekunde.

Wässerzeit. Bei besseren Wasserständen wird die ganze Fläche in 10—12 Tagen abgewässert, bei kleinem Wasser in 14 Tagen; es dauert dies aus dem Grunde so lange, weil die Wiesen zumeist nicht planiert sind und die Verteilung des Wassers eine längere Zeit beansprucht.

Gewöhnlich wird im Frühjahre von Mitte April, spätestens Anfang Mai bis Mitte Juni die Fläche 3—4 mal bewässert, dann nach der Heuernte von Anfang Juli je nach Bedarf 3 mal bis 20. August.

Nach der Grummeternte endlich (Mitte September) wird so oftmals und so lange bewässert, als die Itz trübes Wasser führt, bis zum Eintritt des Frostes.

Bei minimalem Zufluß von 1,5 m³ pro Sekunde wird die größte Fläche von 210 ha in 7 Tagen (Tag- und Nachtbewässerung) abgewässert. Es gelangen also auf die ganze Fläche von 210 ha:

$$7 \text{ Tage} \times 86\,400 \text{ Sek.} \times 1{,}5 \text{ m}^3 = 907\,200 \text{ m}^3 \text{ Wasser,}$$

mithin auf 1 ha = 4320 m³. Dies entspricht einem kontinuierlichen Zufluß pro Sekunde und Hektar von

$$\frac{4\,320\,000 \text{ l}}{604\,800 \text{ Sek.}} = 7 \text{ l.}$$

Mit dem Rattelsdorfer Müller, dessen Mühle im Rückstau der Hauptschleuse liegt, ist ein Übereinkommen dahin getroffen worden, daß derselbe während des höchsten Aufstaues, der in der Regel 12 Stunden dauert, innerhalb welcher Zeit der Hauptgraben, aus welchem direkt bewässert wird, gefüllt ist und so auch ein Bewässern der höchsten Wiesenflächen möglich wird, 2,5 M. Entschädigung pro Stunde erhält. Beim Bewässern der tiefer liegenden Wiesen hat der Müller wenig und bei kleinem Wasserstande nahezu gar

keinen Rückstau, weshalb für diese Fälle nichts vergütet wird. Die Entschädigung betrug durchschnittlich pro Jahr für die ganze Fläche 120 M. Auf die Viehzucht ist infolge der vermehrten Futterproduktion der Einfluß ein sehr vorteilhafter.

Beschreibung der baulichen Durchführung. Durch eine große, massive, infolge der bedeutenden Eisgänge aus Quadermauerwerk hergestellte Stauschleuse s_3 (siehe Tafel XI), welche in den Itzfluß, der hier reguliert wurde, eingebaut ist, kann das Wasser im Maximum bis 2,40 m Höhe gestaut und durch Öffnen der Einlaßschleusen s_1 oder s_2 der am rechten oder linken Itzufer gelegene Wiesenkomplex bewässert werden.

Die Hauptstauschleuse, in Quadermauerwerk ausgeführt, besteht aus vier Öffnungen von je 2,9 m Lichtweite, welche durch Schützen verschlossen sind, die mittels Zahnstangen gehoben werden können. Diese Schützen sind 1,20 m hoch und bewirken herabgelassen den „Niederstau". Diese Schützen (160 mm stark) haben sich durchgebogen und mußten durch kräftige T-eisen an der Vorder- und Rückseite versteift werden. Zur Erreichung des „Hochstaues", der, wie oben erwähnt, 2,4 m beträgt, wird die nötige Anzahl von 0,3 m hohen, 10 cm starken Bohlen auf die Schütze aufgesetzt; jede dieser Bohlen ist mit zwei Haken versehen und kann durch Ketten gehoben werden.

Der Aufzugsmechanismus ist auf eisernen Traversen, welche auf den Steinpfeilern aufruhen, gelagert. An der Achse des Handrades mit Kurbel ($d = 630$ mm) sitzt eine Schnecke ($d = 160$ mm), welche in das auf der Hauptantriebswelle aufgekeilte Wurmrad ($d = 250$ mm) eingreift. Die 40 mm Antriebswelle ist mit den Achsen der beiden Zahnräder, welche die Hebung und Senkung der Zahnstangen direkt bewirken, gekuppelt. Die näheren Details der baulichen Durchführung sind aus Tafel XI zu ersehen. Die Einlaßschleuse s_2 am rechten Ufer der Itz (Fig. 336) besitzt drei Öffnungen à 1,37 m, hat also inkl. der beiden je 0,45 m starken Mittelpfeiler aus Quadermauerwerk somit 5,0 m gesamte Breite, während die Einlaßschleuse s_1 am linken Itzufer nur zwei Öffnungen à 1,20 m hat und zusammen 2,85 m weit ist. Die 1,8 m hohen Schützen sind durch je eine Zahnstange hebbar und sperren die Schleuse, welche als gedeckter Durchlaß gebaut ist, vollständig ab. Auch die anderen auf dem Meliorationsterrain situierten Bauwerke sind durchweg sehr solid in Quadermauerwerk durchgeführt.

Der Typus einer kleinen Stauschütze (3 cm stark) eines Bewässerungsgrabens wird durch die frühere Fig. 345 repräsentiert, während Fig. 343 eine Stauschütze im Hauptzuleitungs- (Vertikal-) Graben darstellt. Die beiden untersten, je 40 cm hohen, 4 cm starken Schützentafeln sind mit Haken versehen, die oberste Tafel mit Handgriffen. Je nach Bedarf an Stauhöhe werden 1, 2 oder alle 3 Schützentafeln eingesetzt. Mit Hinweis auf die im Abschnitte „Bewässerung der Grundstücke" vorkommenden Textabbildungen bedeutet ferner Fig. 342 eine ähnliche, jedoch größere Stauschleuse im Hauptzubringer mit Bruch des Sohlengefälles (die beiden hölzernen Grießsäulen mußten infolge des großen Wasserdruckes durch einen Querbalken *m*, der sich an die beiden Widerleger anlehnt, gestützt werden), Fig. 353 eine Überfahrt ohne Stauschützen (Spurweite der Wagen = 1,5 m), Fig. 352 den Abfall

Tabellarische Übersicht der Hauptzuleitungs- und Verteilungsgräben auf der genossenschaftlichen Kulturanlage bei Baunach.

Laufende Nr.	Bezeichnung der Gräben:	Tiefe	Sohlenbreite	Obere Breite	Fläche	Gefälle auf 1000 m der Sohle	Gefälle auf 1000 m der Dämme	Geschwindigkeit	Kapazität pro Sekunde	Bemerkungen.
		m	m	m	m²	m	m	m	m³	
	I. Abteilung rechts der Itz mit ca. 210 ha Flächenmaß.									
1	Hauptgraben bei *A* . . .	2,25	3,0	12,0	16,87	—	—	—	—	Das Wasserquantum von 10,21 m³ kann der Graben nur bei vollbordigem Wasserstande der Itz und 7,09 m³ nur bei größerem Wasserstande liefern. Aus dem Hauptgraben werden direkt ca. 50 ha Wiesen bewässert.
	„ „ *B* . . .	1,80	3,0	10,2	11,88	0,3	0,3	0,86	10,21	
	„ von *B—C* .	1,50	3,0	9,0	9,00	0,3	0,3	0,78	7,09	
	„ „ *C—E* .	1,20	2,0	6,8	5,28	0,3	0,3	0,64	3,42	
	„ „ *E—F* .	1,00	1,2	5,2	3,20	0,3	0,3	0,53	1,70	
2	I. Vertikalgraben bei *C*	1,50	1,5	7,5	6,75	0,3	0,3	0,72	4,87	Nur bei höherem Wasserstande.
	„ „ *H*	1,20	1,2	6,0	4,32	0,3	0,3	0,60	2,60	Von diesem Graben werden ca. 60 ha Wiesen bewässert.
	„ von *H—J*	1,00	1,2	5,2	3,20	0,3	0,3	0,53	1,71	
	„ „ *J—K*	0,80	1,0	4,2	2,08	0,3	0,3	0,44	0,92	
3	II. Vertikalgr. von *D—L*	1,00	1,2	5,2	3,20	0,5	0,5	0,69	2,21	Von diesem Graben werden ca. 55 ha Wiesen bewässert.
	„ v. *L—M* u. *N*	0,80	1,0	4,2	2,08	0,3	0,3	0,44	0,92	
4	III. Vertikalgr. von *E—O*	1,00	1,2	5,2	3,20	0,3	0,3	0,53	1,71	Von diesem Graben werden ca. 45 ha Wiesen bewässert.
	„ „ *O—P*	0,80	1,0	4,2	2,08	0,3	0,3	0,44	0,92	
	II. Abteilung links der Itz mit ca. 72 ha Fläche.									
5	Hauptgraben bei *a*	2,25	2,0	11,0	14,62	—	—	—	—	Das Wasserquantum von 7,14 m³ kann der Graben nur bei vollbordiger Itz liefern und wurde dieser Graben so groß angelegt, weil die Breiten-güßbacher Felder zur Bewässerung kommen sollten. Aus diesem Graben werden direkt ca. 7 ha Wiesen bewässert.
	„ „ *b*	1,80	1,5	8,7	9,18	0,3	0,3	0,78	7,14	
	„ von *b—d* . .	1,20	1,5	6,3	4,68	0,3	0,3	0,62	2,91	
	„ „ *d—f* u. *g*	1,00	1,2	5,2	3,20	0,3	0,3	0,53	1,71	
6	I. Vertikalgr. von *c—h* .	1,00	1,0	5,0	3,00	0,3	0,3	0,52	1,57	Von diesem Graben werden direkt ca. 20 ha Wiesen bewässert.
	„ v. *h* abwärts	0,80	1,0	4,2	2,08	0,3	0,3	0,44	0,92	
7	II. Vertikalgr. von *e—k* .	1,00	1,0	5,0	3,00	0,3	0,3	0,52	1,57	Von diesem Graben werden direkt ca. 25 ha Wiesen bewässert.
	„ „ *k—l* .	0,80	1,0	4,2	2,08	0,3	0,3	0,44	0,92	
8	III. Vertikalgr. von *f—m*	1,00	1,0	5,0	3,00	0,3	0,3	0,52	1,57	Von diesem Graben werden direkt ca. 20 ha Wiesen bewässert.
	„ „ *m—n*	0,80	1,0	4,2	2,08	0,3	0,3	0,44	0,92	

eines Entwässerungsgrabens in den Itzfluß. Die Itzregulierung wurde von einer separaten Genossenschaft, gebildet aus den betreffenden Anrainern, durchgeführt.

Die kleineren Wässergräben, welche teils direkt von den Hauptgräben, teils von den Vertikalgräben ausgehen und von diesen gespeist werden, sind teils mit 0,5 m Tiefe, 0,5 m Sohlenbreite und dreimaliger Böschung, teils, und zwar die meisten, mit 0,3 m Tiefe, 0,5 m Sohlenbreite und vierfacher Böschung angelegt. Die Dammborde dieser Gräbchen sind durchgehends horizontal; auf größere Entfernungen haben dieselben terrassenförmige Abtreppungen im Gefälle der Sohle und Dammkronen. Jede Terrasse ist mit einer kleinen Schutzvorrichtung abgeschlossen.

Die Entwässerung der Kulturanlage findet teils direkt in das Itzflußbett, teils durch die Entwässerungsgräben statt, welch letztere größtenteils in alten Flutrinnen der Itz, aber mit geringeren Dimensionen als die Wässergräben, angelegt sind.

D. Bewässerungsanlage aus der Saale bei Föhrbau (Oberfranken).

Im Bezirke Hof oberhalb des Ortes Föhrbau (Station Schwarzenbach der Eisenbahn Hof-Neuenmarkt) wird ein in einer Seehöhe von 500 m gelegener Wiesenkomplex (Fideikommiß Fürst Schönburg-Waldenburg in Sachsen) aus der Saale bewässert; in diese wurde zu diesem Zwecke ein eisernes Schleusenwehr *Sw* (Fig. 470 und 473) von 10,80 m gesamter Lichtweite eingebaut und kann mittels des Hauptzuleitungsgrabens *Z* das so gestaute Wasser auf die 400 m weiter unterhalb befindliche Bewässerungsanlage gebracht und hier verteilt oder aber direkt auf den am rechten Saaleufer befindlichen zweiten Teil der Wässerwiesen zugeleitet werden, zu welchem Zwecke über die Saale ein Aquädukt gebaut werden mußte.

Die früheren Wiesen waren infolge des stark bündigen (lettigen) Bodens mit undurchlässigem Untergrunde ganz versumpft und mußten in erster Linie mittels Drainage entwässert werden.

Diese Versumpfung ist auch durch den Umstand bedingt, als vor längerer Zeit sich dortselbst ein Teich befand, der eine große Fläche des Saaletales bedeckte.

Die Wiesen werden im Sommer nur anfeuchtend bewässert, indem die Saale, ca. 8 km oberhalb entspringend, infolge des kurzen Laufes bei normalen Wasserständen ein nur wenig düngende Bestandteile enthaltendes Wasser führt.

Diese 14,3 ha große Anlage kostete 50000 M., mithin pro Hektar 3500 M.; nun ist aber dabei zu berücksichtigen, daß zu diesen Kosten die Errichtung des eisernen Schleusenwehres (8000 M.), eines steinernen Mühlenwehres in Föhrbau und eine partielle Saalekorrektion mit bedeutenden Felssprengungen gehören, die nicht zur Meliorationsanlage streng genommen zu rechnen sind; auch waren behufs Planierung des Bodens sehr bedeutende Erdbewegungen notwendig.

Die Herstellung der Anlage selbst kostete 26400 M.; rechnet man zu dieser Summe die Kosten des zur Anlage notwendigen eisernen Schleusenwehres mit rund 7600 M., so gibt dies zusammen 34000 M., also pro Hektar 2400 M. und ohne das Schleusenwehr pro Hektar 1800 M.

Der frühere Ertrag war pro Hektar 30 Ztr., jetzt 110 Ztr. Dürrfutter, also pro Hektar ein Mehrertrag von 80 Ztr. Nimmt man nicht den mittleren Marktpreis von 3 M. pro Zentner, da das Futter nicht verkauft, also bloß

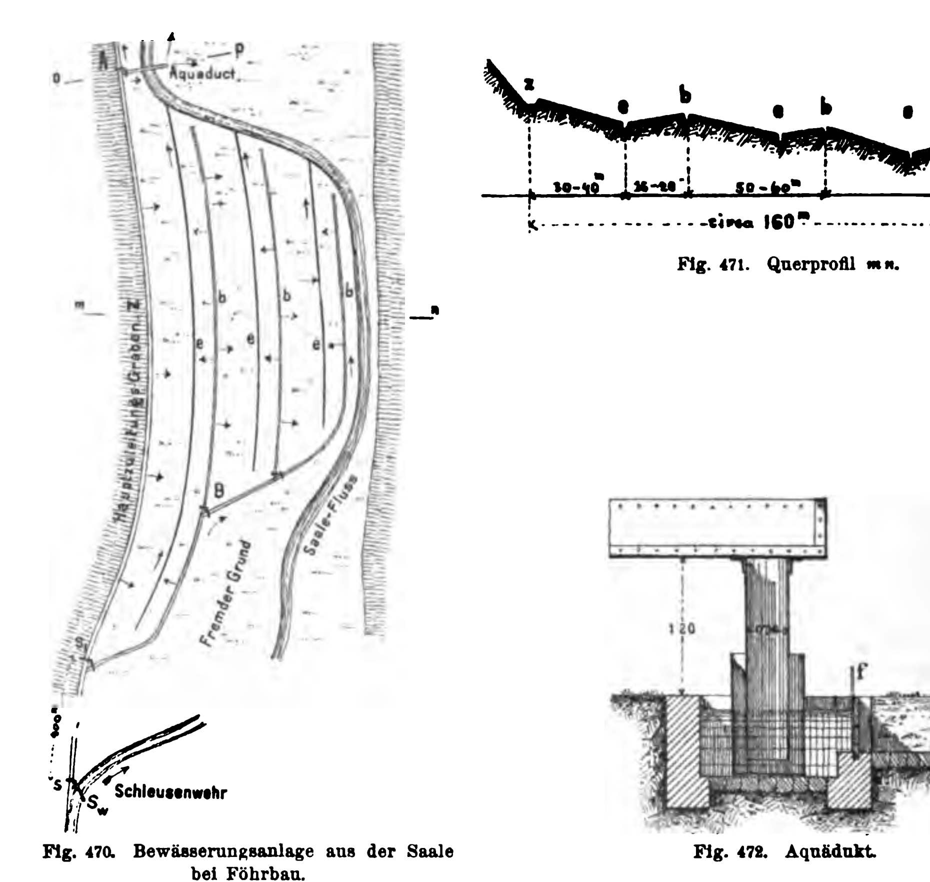


Fig. 470. Bewässerungsanlage aus der Saale bei Föhrbau.

Fig. 471. Querprofil *mn*.

Fig. 472. Aquädukt.

zur Fütterung des eigenen Viehes verwendet werden soll, sondern bloß 2 M. pro Zentner an, so gibt dies pro Hektar eine Mehreinnahme von 160 M.

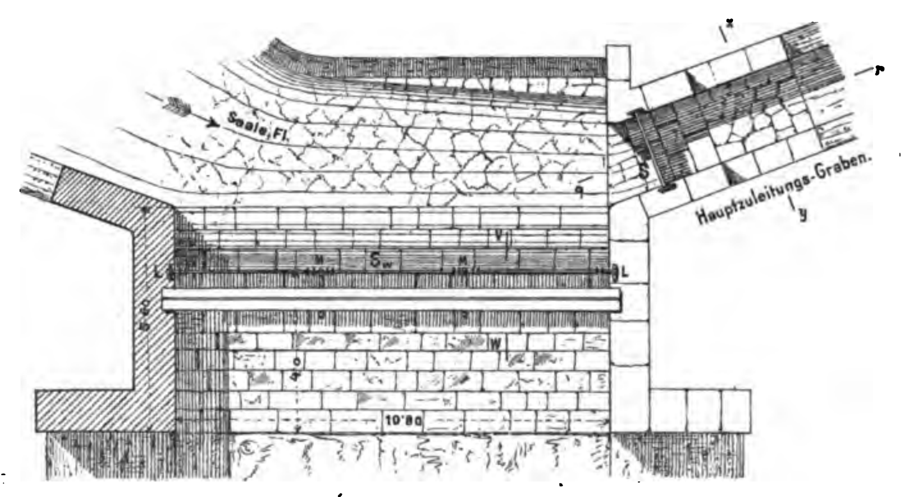
Es verzinst sich also das Anlagekapital von 1800 M. pro Hektar zu $160 . 100 : 1800 = 8,8\,^0/_0$, bezw. bei 2400 M. Anlagekosten zu $6,6\,^0/_0$, also nach Abzug der geringen Erhaltungskosten im Minimum zu $6\,^0/_0$.

Die Saale führt bei kräftigem Niederwasser 820 l pro Sekunde, bei mäßigem Mittelwasserstande 1266 l.

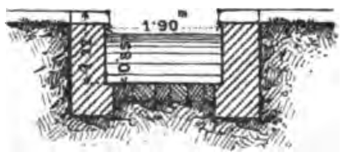
Zu Bewässerungszwecken werden der Saale 450 sl. entnommen, und zwar kann das Wasser im Maximum beansprucht werden:

a) im Frühjahr und Herbst zum Zwecke der düngenden Bewässerung (im April, Oktober und November); im April ist hoher, sonst Mittel- oder doch kräftiger Niederwasserstand vorhanden.

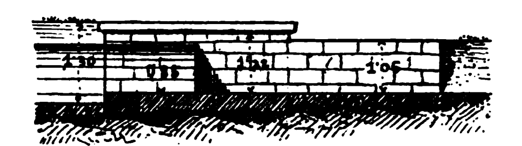
Da der lehmige Boden mit Tonunterlage um diese Zeit ohnehin feucht ist, kann höchstens von einer Verzögerung des Ablaufes, jedoch von keinem Wasserverlust für die unterhalb in Schwarzenbach liegende Mühle die Rede sein, und wird also auch, und zwar nur bei trübem Flutwasser, nach Bedürfnis und ohne Beschränkung düngend bewässert;



a Situationsplan.



b Querschnitt.



c Längenschnitt.

Fig. 478. Schleusenwehr-Anlage.

b) im Sommer bei trockener Witterung zur Anfeuchtung, und zwar in der zweiten Hälfte Mai und ersten Hälfte Juni, dann in der zweiten Hälfte Juli und im Monat August.

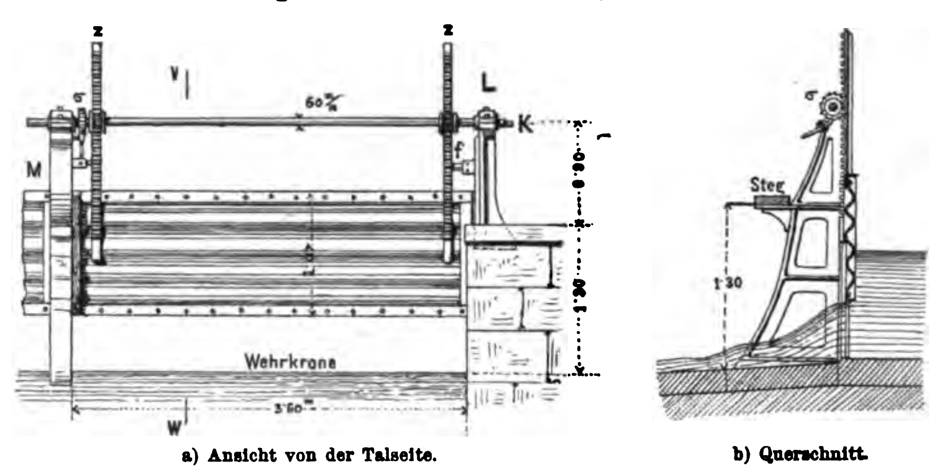
Um diese Zeit herrscht meist kleiner Wasserstand und können da bei der Bewässerung Wasserverluste für die Mühle eintreten:

1. infolge Verlustes durch Versickerung in den Bewässerungsgräben und auf der zu bewässernden Fläche. Da jedoch die ganze Fläche drainiert ist und außerdem durch die großen offenen Entwässerungsgräben das Versickerungswasser wieder der Saale zugeführt wird, tritt auch hier nur eine Verzögerung beim Beginn der Bewässerung und beim jedesmaligen Umstellen ein;

2. der Verlust durch die Kapillarkraft des Bodens tritt nur in trockener Zeit ein und besteht in der Bodenfeuchtigkeit, welche nach der Bewässerung zurückbleibt;
3. Verlust durch Verdunstung des Bewässerungswassers während der Vornahme der Bewässerung, — dieser ist jedoch so gering, daß er praktisch vernachlässigt werden kann.

Die Verluste ad 1 und 2 würden in trockener Zeit eine namhafte Verringerung des Betriebswassers für die Mühle hervorrufen, wenn unbeschränkt bewässert würde.

Nun wird aber de facto bloß im Juni 7 Tage, im Juli gar nicht und zur Grummeternte im August 14 Tage mit 450 l pro Sekunde bewässert und die jedesmalige Bewässerungsperiode mit Sonnabend Abend begonnen, ebenso die Umstellung immer nur abends vorgenommen, daher die Ver-



a) Ansicht von der Talseite. b) Querschnitt.

Fig. 474. Schleusenwehr.

zögerung für die Mühle, in welcher bei Nacht nicht oder nur wenig gearbeitet wird, nicht fühlbar wird.

Da aber auch mit den 450 l nicht die ganze Fläche in 24 Stunden bewässert wird, sondern diese auf 7 Tage derart verteilt sind, daß in 24 Stunden immer nur je 2 ha bewässert werden, so ist daher der kapillare Verlust ein nur unbedeutender, um so mehr, als in kurzer Zeit der Tonboden, der infolge seiner wasserhaltenden Kraft nie ganz austrocknet, bald gesättigt ist, wodurch dann ein Beharrungszustand im Wasserzu- und -abfluß eintritt.

Infolge dieser Gründe wurde auch der Mühlenbesitzer in Schwarzenbach mit der beanspruchten Entschädigung abgewiesen.

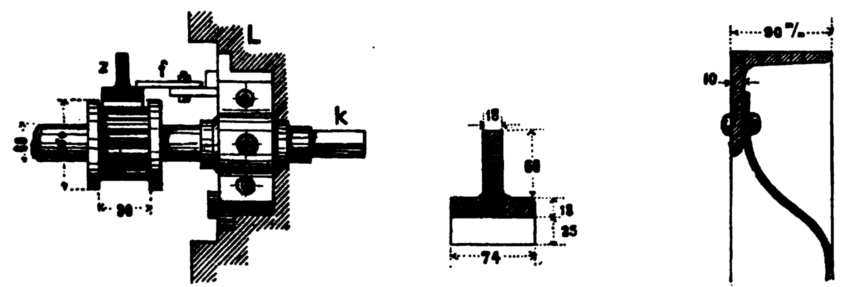
Beschreibung der Anlage. Das eingangs erwähnte Schleusenwehr *Sw* (Fig. 473) in der Saale ist mit Ausnahme der Widerlager und des Wehrbettes, die aus Quadermauerwerk bestehen, ganz in Eisen durchgeführt. Die gesamte Öffnung von 10,8 m Länge und 1,30 m Höhe wird durch drei Schützen (à 3,50 m breit, 1,07 m hoch), aus Wellblech hergestellt, abgeschlossen. Mittels Zahnstangen können dieselben durch die gemeinschaftliche 60 mm

starke Antriebswelle, die auf zwei Seitenständern *L* und zwei Mittelständern *M* gelagert ist, gehoben und durch das Sperrrad *σ* in jeder Stellung erhalten werden (Fig. 474 *b*). Zur Führung der Zahnstangen dienen starke Flacheisen *f*.

Die Schützen, aus mehreren Wellblechtafeln zusammengesetzt, sind durch einen Rahmen aus Winkeleisen versteift.

Das so aufgestaute Wasser kann durch eine eiserne Einlaßschleuse *S* (Fig. 473 *a c*) von 1,90 m Breite und 0,85 m Höhe, die in gleicher Weise wie die Stauschleusen konstruiert ist, in den Hauptzuleitungsgraben *Z* eingeleitet werden. Die Sohle derselben liegt um 0,08 m höher wie die Wehrkrone, daher die normale Wassertiefe im Hauptzubringer ca. 1 m ist. Bei $Q = 0{,}450$ m³ und einer Fläche von 1,9 m² tritt also das Wasser mit einer mittleren Geschwindigkeit von 0,24 m in den Zubringer ein. Im Längenschnitt *qr* (Fig. 473 c) ist die Schleuse nur typisch eingezeichnet.

Dieser Hauptzuleitungsgraben geht ca. 400 m lang durch fremden Besitz. Am Ende dieser Strecke ist eine 1,35 m breite, 0,70 m hohe Stauschleuse S_1 (Fig. 470) gelegen, um das Wasser in den hier abzweigenden Graben *B* ein-



a) Grundriß des Seitenständers *L*. b) Profil der Zahnstange. c) Detail des Schützenrahmens.

Fig. 475. Details der Schleusenwehre.

leiten zu können, von wo aus dasselbe in die eigentlichen Wässergräben *b* gelangt. Die Grabendimensionen, nach Distanz und Gefälle verschieden, betragen anfangs, und zwar bei dem Bewässerungsgraben: 0,70 m Sohlenbreite, 0,60 m Tiefe und einmalige Böschung; Entwässerungsgraben: 1,50 m Sohlenbreite, 1,0 m Tiefe und einmalige Böschung. Das Hauptgefälle entspricht dem Gefälle des Saaletales. Die Breite der Anlage wächst von ca. 60 m bis auf 150 m; wie aus Fig. 471 zu ersehen (Querschnitt *m n*), ist die Bewässerungsanlage nach dem Rückenbausystem durchgeführt, und zwar mit ungleich breitem Rücken.

In den Bewässergräben sind in Entfernungen von ca. 20 m kleine Handstauschützen angeordnet (siehe die frühere Fig. 346), durch welche die partielle Bewässerung der einzelnen Teile bewerkstelligt wird. Da weiter unten die Saale, das Tal quer durchfließend, an die andere Berglehne tritt, mußte ein Aquädukt über dieselbe geführt werden, um auch den am rechten Ufer befindlichen unteren Wiesenkomplex bewässern zu können. Dieser Aquädukt besteht aus einem 24 m langen, oben offenen, aus 5 mm starkem Blech verfertigten Gerinne (50 cm breit, 50 cm hoch), das oben in Entfernungen von 3 m durch Flacheisen gegen seitliche Ausbiegung verspreizt ist.

Im Hauptzuleitungsgraben befindet sich eine Stauschütze, welche, wenn geöffnet, das Wasser wieder in die Saale zurücklaufen läßt oder aber die Bewässerung einer anderen Wiesenpartie am linken Saaleufer ermöglichen würde (diese Anlage ist jedoch bis jetzt nur Projekt geblieben), hingegen, wenn geschlossen, das Wasser nötigt, durch die am Beginn des Aquäduktes befindliche geöffnete Handblechschütze in diesen einzufließen. Ein Teil des Blechgerinnes liegt in der Erde eingebettet, der andere größere Teil geht frei über die Saale und ist das verschlossene Ende, das 1,20 m über dem rechtseitigen Wiesengrunde sich befindet, durch Stützen in dieser Lage gehalten, welche gleichzeitig bei eventuellen Hochwässern mit Eisgang die Eisschollen ableiten. Das hier im Aquädukt abgeschlossene Wasser fällt durch eine im Boden des Gerinnes befindliche 36 cm weite Blechröhre in ein kleines Bassin, von wo aus dasselbe durch Öffnen einer oder der anderen Schütze in die Wassergräben der unteren Anlage gelangen kann (Fig. 472).

E. Die genossenschaftliche Staubewässerungsanlage Leeste-Brinkum (Hannover).

Das ca. 8 Kilometer von Bremen gelegene Meliorationsgebiet umfaßt eine Fläche von 3800 hannoverschen Morgen (à 0,26 ha) = 988 ha; dasselbe wird im Osten von der Eisenbahnlinie Köln-Hamburg, im Norden durch den die Grenze des Bremer Stadtgebietes bildenden Ochtumfluß, im Westen durch den die oldenburgische Grenze bildenden Stuhrgraben begrenzt und erstreckt sich im Süden bis zu den höheren Geestländereien (Heide-, Moor- und Sandboden) der Orte Leeste und Brinkum.

Der Boden der Meliorationsfläche besteht der Hauptsache nach aus Marschboden, in der Nähe des Dorfes Brinkum teilweise aus bruchartigem Boden. Gewöhnlich folgt auf eine 0,40 m mächtige Humusschichte ein 0,3—0,5 m starker Kleiboden (blau-grauer magerer Letten), unter dem eine mächtige Sandschichte liegt. Die Kosten dieser gegen 1000 ha großen Anlage beliefen sich auf 200000 M., so daß das Hektar auf rund 200 M. zu stehen kam. Spezielle Kosten des inneren Ausbaues, der hier nicht nötig ist, entfallen vollständig.

Das Wasser wird der Weser bei A (siehe Fig. 476) mittels eines offenen Zuleitungskanales unterhalb der Wesereisenbahnbrücke entnommen, welcher im Durchlasse durch den Weserdeich mittels einer 3,3 m weiten Schleuse (B) abschließbar ist. Der gemauerte und gewölbte Durchlaß selbst ist 3,3 m breit und bis zum Scheitel des segmentförmigen Gewölbes 1,65 m hoch und ist für eine Konsumtion von $Q = 4$ m³ pro Sekunde berechnet. Die Schleuse ist durch drei hölzerne Schützen, welche mittels Schraubenspindeln aufgezogen werden können, absperrbar; die Schützentafeln erhalten ihre Führung teils durch die mit Eisenschienen armierten, gemauerten Widerlager, teils durch zwei aus T-Eisen gefertigte Grießsäulen.

Im weiteren Verlaufe geht der offene Zuleitungskanal durch zwei größere, in Erde ausgehobene und eingedämmte Bassins, welche zu dem Zwecke angelegt sind, an Druckhöhe für die Bewässerung zu gewinnen,

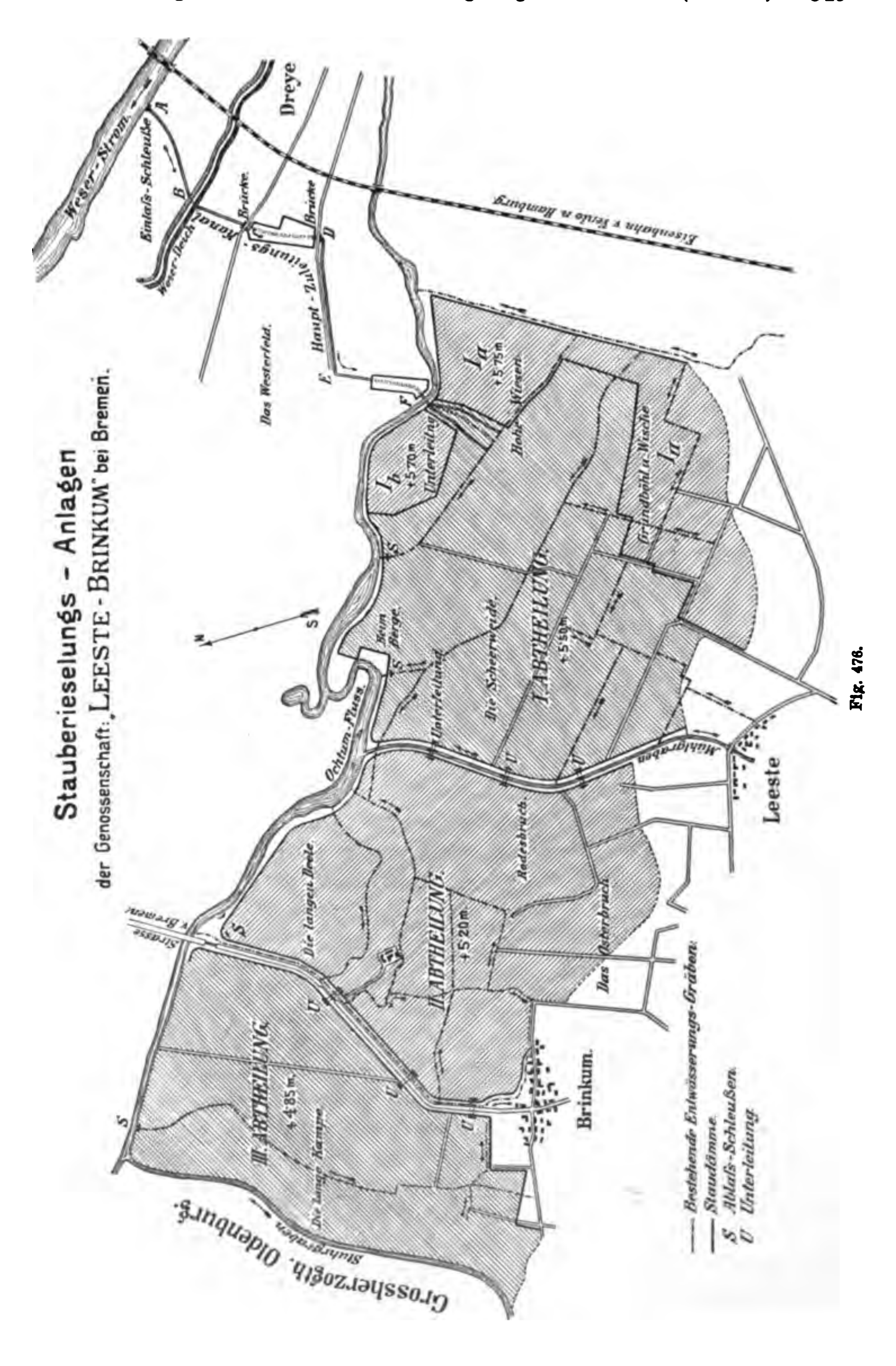

Stauberieselungs - Anlagen
der Genossenschaft: „LEESTE - BRINKUM“ bei Bremen.
Weser-Strom.
Einlaß-Schleuße
Dreye
Brücke
Brücke
Eisenbahn v. Venlo n. Hamburg
Das Westerfeld.
Ochtum-Fluss
I. ABTHEILUNG.
+ 5.50 m
I a
+ 5.75 m
I b
+ 5.70 m
Unterleitung
Die Scheerweide.
II. ABTHEILUNG.
+ 5.20 m
Die langen Beele
Rodenbruch
III. ABTHEILUNG.
+ 4.85 m
Die Lange Kampe.
Brinkum.
Leeste
Grossherzogth. Oldenburg.
Bestehende Entwässerungs-Gräben.
Staudämme.
S. Ablaß-Schleußen.
U. Unterleitung.

Fig. 478.

welche durch das Gefälle des 2700 m langen Zuleitungskanales sonst verloren ginge. Am Ende des zweiten Bassins (bei *F*) wird mittels Unterleitung der Ochtumfluß unterfahren und ergießt sich am anderen Ende des Siphons das Wasser frei über die I. Abteilung des Bewässerungsgebietes. Diese Unterleitung war notwendig, um das fruchtbarere Weserwasser ohne Vermischung mit dem Wasser der Ochtum, welche ihre Zuflüsse aus der Geest bekommt, den zu bewässernden Wiesen und Weiden zuzuführen; auch war dieselbe notwendig, weil bei einem Aufstau der Ochtum den oberhalb des Bewässerungsgebietes liegenden Grundstücken die nötige Vorflut gefehlt haben würde. Dieser Siphon besteht aus zwei Röhren aus 9 mm starkem Eisenblech von je 1,2 m Durchmesser.

Die Methode der Bewässerung ist die Stauberieselung. Bis Oktober 1884, dem Zeitpunkte meiner Anwesenheit, war die ganze Fläche in drei Staureviere (Abteilung I, II und III) eingeteilt, doch wurde in die Abteilung I noch ein kleines, ca. 40 ha großes Revier einbezogen, das höher gelegen ist, zu welchem Zwecke ein separater Siphon (aus einem Rohr bestehend) in der Nähe des früher erwähnten gebaut werden mußte. Die Bewässerung dieses vierten Revieres wird nur bei höheren Wasserständen bewerkstelligt werden können. Die Reviere sind nach Maßgabe des Terraingefälles auf zwei bis drei Seiten mittels Staudämmen eingeschlossen. Zur Trockenlegung der Reviere sind an den tiefsten Punkten Ablaßschleusen angeordnet, durch welche auch das durch die früher schon bestandenen Gräben gesammelte restliche Wasserquantum in die Ochtum abgelassen werden kann. Diese Ablaßschleusen *S* sind in der Regel 2 m hoch, 0,90 m breit und mit 0,05 m starken Schützen abgeschlossen, welche durch Zahnstangen gehoben werden können.

Zunächst wird das Wasser in Abteilung I (event. auch auf die neue Abteilung), bei gleichzeitigem Verschluß aller Ablauföffnungen, eingeleitet, solange bis dasselbe überall mit Wasser bedeckt ist. Danach beginnt auch die Bewässerung der Abteilung II durch Öffnen der Schützen der drei Unterleitungen unter den diese zwei Abteilungen trennenden Mühlgraben. Zugleich wird aber die Bewässerung der I. Abteilung fortgesetzt, bei Regelung des Ab- und Zuflusses mittels Stellung der Schleusen in der Weise, daß gleichviel Wasser ab- und zufließt, der Wasserstand also in gleicher Höhe erhalten bleibt. Ist das zweite Revier mit Wasser bedeckt, so fängt auch die Bewässerung des dritten Revieres (Abteilung III) an, und wird dann weiter verfahren, wie oben angegeben wurde, bis alle Abteilungen mit Wasser bedeckt sind und aus der III. Abteilung so viel Wasser in die Ochtum durch die Ablaßschleuse *S* abfließt, wie oben aus der Weser zufließt.

Es ist bei der Bewässerung besonders wichtig, daß der Durch- resp. Abfluß in jedem einzelnen Reviere so durch die Schleusen geregelt wird, daß so bald wie möglich eine gleichmäßige Bewegung des Wassers hervorgebracht wird. Soll die Bewässerung eingestellt werden, so wird die Einlaßschleuse *B* geschlossen; der Zufluß aus der Weser hört auf und das Wasser läuft von dem bewässerten Terrain ab, zuerst aus der I., dann der II. und schließlich aus der III. Abteilung. Je rascher die Trockenlegung geschehen

kann, desto eher ist der Boden zur wirksamen Aufnahme von frischem Wasser vorbereitet, was besonders dann ins Gewicht fällt, wenn abwechselnd die Reviere bewässert resp. trocken gelegt werden.

Die Koten der Revierwasserspiegel sind mit Bezug auf den Amsterdamer Pegel nachstehende:

Revier Ia = 5,75 m, ⎫ nur bei höherem Wasserstande
„ Ib = 5,70 „ ⎭ zu bewässern möglich.
„ I = 5,50 „
„ II = 5,20 „
„ III = 4,85 „

Die Kote des Weserwasserspiegels ist 6,6 m und die Zuleitungskanalsohle beim Beginn (Einlaßschleusenpolster *B*) + 5,2 m; die Sohle selbst hat ein Gefälle von 0,3 ‰ und wurde seitens des Projektverfassers (Baurat Heß) bei einer minimalen Wassertiefe von 1,0 m eine Sohlenbreite von 8,5 m, eine mittlere Geschwindigkeit von 0,5 m und eine Kapazität von $Q = 5{,}0$ m^3 gerechnet, welche notwendig ist, um die Abteilung I in 3—4 Tagen füllen zu können.

Das Wasserspiegelgefälle der Unterleitung bei *F* beträgt 0,3 m, jenes bei der Einlaßschleuse *B* gleichfalls 0,3 m. Die Strecke des Kanales *AB* beträgt 600 m, jene zwischen *B* und *F* zusammen 2100 m, von welchen exklusive der Bassins auf den eigentlichen Kanal 1400 m entfallen.

Die Krone der Hauptdämme wurde 0,3 m über den Normalwasserspiegel und 2 m breit projektiert; die Abteilungsdämme wurden wasserseits 4 fach, landseits 2 fach geböscht. Obige Projektsannahmen und Füllungszeiten entsprechen einer Überstauungshöhe der Reviere (mittlere Wassertiefe) von ca. 0,40 m.

An Unterleitungen bestehen:

1. Unter dem Mühlgraben zwischen Abteilung I und II.

Aus teilweise gleichen Gründen wie bei dem Siphon unter der Ochtum wurden hier drei Unterleitungen angelegt; nur bestehen diese aus Zementröhren und sind beim Einlauf mit Schützen verschließbar.

Die Zementröhren haben einen kanalförmigen Querschnitt, unten rechteckig, oben durch ein halbkreisförmiges Gewölbe abgeschlossen, 1 m breit, 1 m hoch und 10 cm stark. Jede Unterleitung besteht aus je einem Zementrohr, das an Ort und Stelle auf die ganze Länge aus einem Stücke angefertigt wurde. Nur bei einem wurde das Rohr aus 1 m langen Stücken zusammengesetzt und an den Stoßfugen mit 32 cm breiten, 8 cm starken Ringen aus Ziegeln mit Zementüberguß gedichtet.

Da diese Unterleitung als die erste im Spätherbste 1883 schon bei Frost gemacht wurde und da die Bereitung des Betons des Frostes wegen in einer Hütte geschehen mußte, so konnte wegen räumlicher Einschränkung nur immer ein 1 m langes Rohrstück angefertigt werden. Jedenfalls sind die im ganzen hergestellten Röhren vorzuziehen.

Die Zementmischung war 1 : 5 bis 1 : 7 und wurde der laufende Meter mit 28,50 M. an einen Unternehmer vergeben. Der Einlaß ist durch eine

1,25 m breite, 1,80 m hohe und 8 cm starke Schütze, welche mittels zweier Ketten aufziehbar ist, abschließbar.

2. Die Unterleitungen zwischen Abteilung II und III

unter der Straße von Bremen nach Brinkum bestehen aus gewöhnlichen, in Zement gemauerten Kanälen, die auch durch Schützen ganz absperrbar sind.

Nach dem ersten Einlassen des Weserwassers durch die Einlaßschleuse *B* wurde unterhalb derselben ein 3 m tiefer Kolk vom Wasser ausgespült; diese Unterspülung wurde für spätere Fälle dadurch beseitigt, daß jetzt die Sohle des Abflußbettes hier sehr gesichert wurde.

In den Kolk kam zu unterst ein Packwerk aus wechselnden Schichten von Kies- und Spreitlagen; darauf kamen Faschinenwürste, welche mit 2 m langen Heftpfählen niedergehalten werden. Auf diesen Bau folgt zu oberst ein Flechtwerk von 0,6 m Höhe. Durch Einrammen von 1,5 m langen Pfählen in 1 m Entfernung und Verflechten derselben wurde die ganze Oberfläche in Kasten von 1 m^2 Größe eingeteilt, welche, sodann mit großen Steinen ausgeschlichtet, ein widerstandsfähiges Sturzbett bilden, während etwaige kleinere Setzungen und Ausspülungen, welche dadurch erfolgen und teilweise noch vorkommen können, daß infolge des Wasserdruckes vor der Einlaßschleuse der bewegliche, unten liegende Sand durch Sickerwasser herausgewaschen, durch den elastischen Packwerksbau der Bestand des Steinpflasters gesichert wird. (Fig. 358.)

Daß bei dem stetigen langsamen Ab- und Zufließen des sehr dungreichen Weserwassers immer neue Pflanzennährstoffe den Wiesen und Weiden zugeführt werden und auf denselben zur Sedimentierung gelangen, bedarf wohl keiner weiteren Begründung. Seitens der Moorversuchsstation in Bremen wurde eine chemische Analyse des Bewässerungswassers bei Beginn der Bewässerung und bei dem Überlaufen von einem Revier in das andere durchgeführt, um näher konstatieren zu können, wieviel Pflanzennährstoffe aus dem Wasser sedimentieren, und daraus auch weitere Wertbestimmungen des zugeführten künstlichen Düngers machen zu können.

Analyse des Weserwassers.

(Nach F. Brügmann, Regierungs- und Landes-Ökonomierat in Hannover.)

Das Wasser wurde bei sinkendem Wasserstande der Weser bei 2,2 m des Dreyer Pegels entnommen. Dem allmählichen Fortrieseln des Wassers entsprechend wurden die Wasserproben in Zwischenzeiten von je zwei Tagen, die erste aus der Weser, die zweite vor dem zweiten Revier (also nachdem das erste Revier überrieselt war), die dritte vor dem dritten Revier, die vierte Wasserprobe am Ende des dritten Revieres entnommen. Die Wasserprobe No. I (Weserwasser) hatte ein gelbliches Aussehen und es sonderte sich beim Stehen eine hellbraune, flockige Masse ab; No. II, das Wasser vor dem zweiten Revier, verhielt sich ebenso; No. III, das Wasser vor dem dritten Revier, erschien viel klarer; No. IV, am Ende des dritten Revieres, erschien besonders trübe. — Die Probe IV wurde bei unruhigem, die andern drei Proben bei ruhigem Wetter entnommen.

Nach den Resultaten der Analysen enthalten 100000 Teile:

Bestandteile:	I.	II.	III.	IV.
Unlösliches (Ton, Kieselsäure) . .	0,993	0,605	0,305	1,305
Kali	0,549	0,513	0,470	0,507
Kalk	5,720	4,920	4,720	4,470
Magnesia	1,303	0,979	0,943	0,925
Schwefelsäure	3,180	1,808	1,465	2,699
Chlor	1,754	1,445	1,135	1,568
Stickstoff	0,192	0,142	0,090	0,109
Entsprechend Salpetersäure . . .	0,741	0,548	0,347	0,420
Phosphorsäure	geringe Spuren.			

Die Resultate der Analysen I, II und III beweisen, daß alle im Wasser enthaltenen Pflanzennährstoffe nach der stattgefundenen Überrieselung eines Revieres sich vermindert haben, daß also erhebliche Teile derselben sich niedergeschlagen und somit durch die Bewässerung gewonnen wurden, nach prozentischem Verhältnis am meisten der Stickstoff, nicht so bedeutend Kali und Kalk.

Größer war wieder der Gehalt an Pflanzennährstoffen aus der bei unruhigem Wetter am Ende des dritten Revieres entnommenen Wasserprobe.

Dies läßt vermuten, daß bei der Stauberieselung, bei welcher große Flächen stehenden oder doch nur langsam fortrieselnden Wassers sich bilden, für die Erfolge der Bewässerung der Umstand, ob die Luft ruhig oder stark bewegt ist, eine besondere Bedeutung hat.

Bei ruhiger Luft, bezw. bei ruhig langsam fortrieselndem Wasser sedimentieren die Pflanzennährstoffe, wie vorliegende Analyse ergibt, regelmäßig und in größeren Mengen; bei unruhigem Wetter, wo das Wasser trüber wird, hört nicht nur der Niederschlag auf, sondern werden auch anscheinend die bereits sedimentierten Stoffe von dem unruhigen Wasser wieder aufgewühlt bezw. aufgenommen, was besonders bei Vergleich von III und IV bei dem geringwertigen Ton, Schwefelsäure und Chlor stattgefunden hat; gering war die Sedimentation beim Stickstoff und Kali, beim Kalk und Magnesia entfällt die Abnahme ganz.

Ob nach diesen Resultaten es unter Umständen geraten sein kann, bei der Methode der Stauberieselung und bei größeren Staurevieren solche bei in Aussicht stehendem unruhigen, stürmischen Wetter zeitweilig ganz auszusetzen oder doch tunlichst einzuschränken, dies zu beurteilen, wird weiteren Beobachtungen zu überlassen sein. Auf Grund dieser Analyse ergibt sich nun folgende Berechnung für die Leeste-Brinkumer Anlage:

Die Flächen der Reviere (Abteilungen), welche bereits damals (Oktober 1884) bewässerbar eingerichtet waren, sind: Abteilung I = 1650 hannoversche Morgen (430 ha), Abteilung II = 1200 hannoversche Morgen (310 ha), Abteilung III = 950 hannoversche Morgen (250 ha), zusammen 3800 hannoversche Morgen oder 990 ha.

Revier No.	Gesamte Wassermengen in Kubikmetern:	Kali	Kalk	Magnesia	Stickstoff in Form von Salpetersäure	Phosphorsäure
		in Kilogramm blieben pro Morgen zurück				
I.	Zufluß . . . . . . 8 421 000 Abfluß . . . . . . 8 000 000 Zurückgeblieben 421 000	2,6	55,0	20,0	3,0	Spuren
II.	Zufluß . . . . . . 5 000 000 Abfluß . . . . . . 4 750 000 Rest 250 000	3,0	18,0	3,0	2,35	Spuren
III.	Zufluß . . . . . . 3 152 000 Abfluß . . . . . . 3 000 000 Rest 152 000	Dieses Revier wurde auf Grund der früher erläuterten Ursachen von der Berechnung ausgeschlossen.				
I.	Zusammen auf 1650 Morgen . .	4290	90 750	33 000	4950	
II.	Zusammen auf 1200 Morgen . .	3600	21 600	4 200	2820	
Summe des Gewichtes der zurückgebliebenen Dungstoffe im I. und II. Revier		7890	112 350	37 200	7770	
Wert pro Kilogramm in Mark		0,30	0,02	0,02	2,00	

Der Gesamtwert der zurückgebliebenen Dungstoffe repräsentiert somit im Revier I und II einen Wert von 21 000 M. oder pro Morgen 7,36 M. auf Revier I und II verteilt, welche Stoffe sonst als künstlicher Dünger hätten zugeführt werden müssen.

Während die Bewässerung, Verzinsung des Anlagekapitals und der Betrieb zusammen jährlich nur etwa 3 M. pro Morgen betragen, werden also 7 M. pro Morgen durch die sedimentierten Stoffe eingebracht; somit resultierte daraus schon damals ein Nutzen von 4 M. pro Morgen oder rund 15 M. pro Hektar (1 ha = 3,84 hannov. Morgen), ohne anderer dadurch erzielter Vorteile zu gedenken, als: Verbesserung der physikalischen Eigenschaften des Bodens, Vertreibung des Ungeziefers etc.

Trotz des damals nur einjährigen Bestandes der Anlage wurde auch in der Heuproduktion ein namhafter Fortschritt konstatiert. Während die Wiesen vor der Melioration nur einen Ertrag von 50 Ztr. Heu pro Hektar samt Nachweide ergaben, wurden nach der einjährigen Bewässerung bereits 70—95 Ztr. Heu pro Hektar in einem Schnitt gefechst und nebstdem eine Nachweide von ca. 15 Ztr. (als Trockenfutter berechnet) erzielt.

Dieser Ertrag wird jedoch noch bedeutend steigen, wenn man berücksichtigt, daß die vom Weserhochwasser regelmäßig überfluteten Außendeichländereien in zwei Schnitten 138 Ztr. pro Hektar (inklusive Grünfutter) liefern.

Ein häufiges abwechselndes Trockenlegen der bewässerten Flächen hat sich als durchaus nötig erwiesen, namentlich im Frühling, wenn die Luft wärmer wird.

In Gründen, wo die Entwässerung fehlt, tritt leicht Gärung ein, wenn die Frühlingssonne das Wasser erwärmt; gründliche Abwässerung ist nötig, die Planierung von Mulden und Niederungen innerhalb des Staurevieres daher wirtschaftlich zweckmäßig und ist auch bereits kräftig in Angriff genommen.

Eisablagerungen auf der Grasnarbe haben bisher keinen Schaden angerichtet.

Im Frühling wurde durch die Bewässerung die Vegetation am meisten auf den niedrig gelegenen Flächen des Bewässerungsgebietes angeregt; diese litten jedoch wieder am meisten durch Nachtfröste und machte die dunklere Grasfarbe einer lichteren Platz, während in den höheren Lagen die Vegetation gleich nach den Frösten begann und ungestört fortschritt.

Im Verlaufe des Vorsommers war daher das Gras auf den Höhen besser als in den Niederungen, bei Eintritt der dauernden Wärme haben jedoch die niederen Flächen, besonders in Abteilung I, durch kräftige Entwicklung der Vegetation die Höhen wieder eingeholt.

Die bewässerten Wiesen bestehen meistens aus früherem, in dem Bodenertrage sehr zurückgegangenem Marschackerlande und treten die alten Ackerparzellen an den meisten Orten noch jetzt hervor.

An den Grenzen der Bewässerung zeigt sich ein namhafter Unterschied zwischen bewässerten und nicht bewässerten Flächen; es ist auf jenen der Grasbestand nicht allein ein stärkerer, sondern es ist auch die Qualität des Futters eine bessere.

Das früher häufig auftretende Moos ist teils ganz verschwunden, teils in Abnahme begriffen und macht einer dichten Grasnarbe Platz.

Der Teil des Bewässerungsobjektes, welcher als Viehweide benutzt wird, zeigt namentlich guten Kleebestand.

Das Meliorationsterrain liegt insofern sehr günstig zur Weser, als schon bei einem Stande des Bremer Pegels von 1,0 m die Zuleitung des Wassers im Kanal, bezw. die Bewässerung beginnen kann, während das näher an der Weser gelegene Außendeichland erst bei einem Pegelstand von 2,30—2,90 m überflutet, also erst bei einer Wasserhöhe befeuchtet wird, welche die Weser in manchen Wintern gar nicht erreicht.

Hervorzuheben ist, daß in trockener Frühlings- oder Sommerzeit auch der Leester Mühlbach zur Anfeuchtung der Wiesen benutzt werden kann, und ist man darauf schon bedacht, wenn nötig, auch die Wiesen derart anzufeuchten, daß die bestehenden Entwässerungsgräben mit diesem Wasser ganz gefüllt werden, welches darin so lange steht, bis sich der Grund genügend angefeuchtet hat, worauf das Wasser rasch abgelassen wird, damit keine Fäulnis eintritt.

Nach den mir im August 1896 seitens des Genossenschaftsvorstandes, Herrn Dunkhase zugekommenen schriftlichen Nachrichten trat selbst bei warmer Witterung eine Zerstörung der Grasnarbe durch Gärung nicht ein. Der durchschnittliche reine Mehrertrag wurde nunmehr damals mit

6 M. pro Morgen (zusammen mit 24000 M., also mit 24 M. pro Hektar) konstatiert, ferner auch beobachtet, daß alle Reviere (Abteilungen) fast gleiche Erfolge aufgewiesen hatten. Die Unterhaltungskosten betrugen 1000 M., also 1 M. pro Hektar, die Verwaltungskosten 300 M.; es entfallen somit auf die jährlich zu verteilenden Erhaltungskosten samt einer $3^1/_2$ $^0/_0$igen Amortisationsquote pro Hektar 3,50 M.

Für die Dauer nicht so günstig erwiesen sich die Resultate der benachbart liegenden, über 4600 ha großen genossenschaftlichen Stauberieselungsanlage Bruchhausen-Syke-Thedinghausen, welche ich in den Jahren 1884 und 1902 besichtigte.

Die Kosten dieser Anlage beliefen sich auf:

Allgemeine Kosten	1730000 M.
Spezielle Kosten	238715 „
Demnach pro Hektar	428 „

Das Anlassen eines der sehr großen Reviere erforderte ca. sechs Tage; dann wurde drei Tage die Stauberieselung unterhalten und das Revier in ca. acht Tagen wieder trocken gelegt. Es wurde darauf gesehen daß eine Wiederholung der Bewässerung erst nach vollständiger Trockenlegung der Reviere erfolgte. Meist war über Winter eine dreimalige Füllung der Reviere möglich. Der sekundliche Wasserzulauf während der Wässerung betrug bei den tiefer liegenden Revieren 15 l pro Hektar und Sekunde, bei den höher gelegenen Revieren 20 l. Ein sekundäres Grabennetz ermöglichte die Vornahme einer Anfeuchtung im Sommer. Die Unterhaltungskosten der Anlage betrugen per Jahr ca. 25000—30000 M.

Die guten Resultate, welche sich anfangs beim Betriebe der Bruchhausen-Syke-Thedinghäuser Bewässerungsanlage ergaben, waren leider keine dauernden. Vorerst zeigte es sich, daß die einzelnen Reviere viel zu groß angelegt waren, um eine überall gleichmäßige Bewässerung zu erzielen, und daß die Wasserbewegung das Charakteristische der Stauberieselungsmethode, von der man in erster Linie eine günstige Einwirkung erhofft hatte, nicht das ganze Revier umfaßte, sondern vielmehr von der Einmündungsstelle des Zubringers eine direkt gegen das Ablaßsiel gerichtete Strömung entstand. Die besseren Gräser wurden von Jahr zu Jahr seltener und ihre Stelle nahmen immer üppiger wuchernde sauere Gräser ein. Unter diesen Umständen ist es nicht zu verwundern, daß ein großer Teil der Genossenschaftsmitgieder die Wässerung ganz einstellte und neben der direkten Verschlechterung der Wiesen durch die fortwährend zu zahlenden Genossenschaftsbeiträge für die Verzinsung des aufgenommenen Baukapitals und die durchzuführenden Erhaltungsarbeiten schwer geschädigt wurde. Diese üblen Erfahrungen blieben übrigens nicht nur auf das Gebiet der Bruchhausen-Syke-Thedinghäuser Meliorationsanlage beschränkt, dieselben zeigten sich auch auf anderen nach dem Prinzipe der Stauberieselung mit zu großen Revieren angelegten Bewässerungsanlagen Hannovers. Es ist deshalb als äußerst verdienstlich anzuerkennen, daß die Deutsche Landwirtschafts-Gesellschaft im Vereine mit den kompetenten staatlichen Faktoren, sowie der Moorversuchsstation zu Bremen sich zur Ausführung von Versuchen über verschiedene Fragen des

Bewässerungswesens nach einem groß angelegten Plane entschlossen hat. Ein Teil der zu diesem Zwecke auszuführenden Feldversuche wurde im Bereiche der Bruchhausen-Syke-Thedinghäuser Bewässerungsanlage installiert. Von den in Arbeit befindlichen Untersuchungen sind bisher erst die Versuche, auf deren Grundlage der eigentliche Versuchsplan aufgestellt wurde, abgeschlossen und deren Resultate veröffentlicht worden.[1])

Aus diesen Vorversuchen hat sich vorerst die Armut der Böden an Phosphorsäure, Kali und Kalk ergeben und werden deshalb diese drei Nährstoffe in die zugleich mit den Wasserversuchen durchzuführenden Düngerversuche in erster Linie einbezogen.

F. Der Bewässerungskanal von Manosque (Frankreich).

Der Bewässerungskanal von Manosque (Departement Basses Alpes) zweigt bei St. Auban aus der Durance ab und zieht sich am rechten Ufer dieses Flusses in einer Längenentwicklung von 56,7 km bis gegen Pertuis hin. Während die Trasse bis gegen Peruis les Mees der Sohle des Tales der Durance folgt, entfernt sich dieselbe von diesem Orte an immer weiter von dem sich stark verbreiternden Talgrunde, um schließlich in einer Höhe von ca. 80 m über dem Wasserspiegel des Flusses dem Gehänge entlang zu führen. Von diesem Niveau aus bewässert der Kanal in erster Linie die Tallehne und einzelne höher gelegene Teile des Durancetales, während die Bewässerung des Talbodens selbst von dem von Volx bis gegen Manosque hinstreichenden Kanal von Breillanne besorgt wird.

Die Anlage des Kanales in so bedeutender Höhe erforderte die Ausführung einer großen Anzahl von Kunstbauten, die denselben als ein in seiner Anlage ganz einzig dastehendes Meliorationsunternehmen auszeichnen. Um nämlich die zahlreichen in das Haupttal der Durance einmündenden und meist ziemlich tief eingeschnittenen Nebentäler zu übersetzen, wurden, da Aquädukte teilweise ganz enorme Höhen erfordert hätten, eine Reihe großer Siphons angelegt. Eine Entwicklung der Kanaltrasse in die Seitentäler hinein wurde deshalb abgelehnt, weil die Steilheit der felsigen Gehänge, sowie die schlechte Beschaffenheit des Felsmaterials die Ausführung unterirdischer Strecken oder kostspieliger Profilversicherungen erfordert hätten, gleichzeitig aber angesichts des geringen Ausmaßes von Kulturland in diesen Seitentälern die bewässerbare Fläche keine nennenswerte Vergrößerung erfahren hätte.

Die größeren Gefällsverluste durch Einschaltung der Siphons werden im übrigen durch die gleichzeitig erreichte Verkürzung der Trasse fast vollkommen kompensiert.

---

[1]) Tacke, „Versuche über die Wirkung verschiedener Planzennährstoffe auf anmoorigem Boden — sogenanntem Bruchboden — aus dem Gebiete der Meliorations-Genossenschaft Bruchhausen-Syke und Versuche auf Bewässerungswiesen im Gebiete der Meliorations-Genossenschaft Bruchhausen-Syke-Thedinghausen". „Mitteilungen des Vereines zur Förderung der Moorkultur im Deutschen Reiche" 1901, Seite 37 und 301.

Das Einlaßobjekt des Kanales von Manosque ist ähnlich wie die meisten Einlaßwerke der Bewässerungskanäle an der Durance so angebracht, daß auch bei niedrigen Flußwasserständen ein hinreichender Wasserzufluß ohne den Einbau besonderer stabiler Stauvorrichtungen gesichert ist. Die Abzweigung erfolgt kurz oberhalb der Station St. Auban der Eisenbahnlinie Marseille-Grenoble, an der Austrittsstelle der Durance aus einem engen Defilee. In den Fluß vorgeschobene Sporen eines äußerst fest gebundenen Konglomerates (Poudingue) bilden dortselbst eine Reihe von Einbuchtungen des Ufers; in einer derselben nimmt der Stollen von Beaumes, die Anfangsstrecke des Kanales, seinen Ursprung. Die große Widerstands-



Fig. 477. Durchbrochener Sporn aus Konglomerat, in dessen Schutze sich der Tunneleingang des Kanales befindet.

fähigkeit des Konglomerates ließ hier sogar eine Ausmauerung des Profiles als überflüssig erscheinen, und ist der Stolleneingang nur mit einer Stirnmauer mit zwei kurzen Flügelmauern versehen, um die Anlehnung für Dammbalken zu gewinnen, welche bei Durancehochwässern zur Verhinderung einer Verschotterung des Stollens von einer über die Flügelmauern gelegten Brücke aus in beiderseits vorgesehene doppelte Nuten eingelegt werden. Hinter der Stirnmauer befindet sich ein durch einen eisernen Deckel geschlossener Einsteigschacht. Derselbe ermöglicht den Zugang zu dem Stollen bei eingeschobenen Dammbalken. Auch der nächste stromaufwärts vor der Stollenmündung in die Durance vorspringende Konglomeratsporn ist mit einem Stollen durchfahren, um dem Wasser den Zutritt zu der Einlaufsöffnung zu erleichtern. (Vergl. hierzu die Fig. 477 und 478.)

Die zur Regulierung der Wasserführung des Kanales dienende Schleuse ist in einem 32 m vom Einlaufe stromabwärts auf den Stollen abgeteuften Schachte untergebracht. Der Stollen, der anfangs eine Breite von 1,7 m und eine Höhe von 2,65 m besitzt, ist hier auf 2,75 m verbreitert und durch einen Mittelpfeiler von 0,75 m Stärke unterteilt. Der Pfeiler stützt zwei halbkreisförmige Gewölbe, welche die talseitige Schachtausmauerung tragen, und werden hierdurch zwei Tore gebildet, vor denen die Schützen angebracht sind. Die Schützentafeln (Tafel XVI, Fig. 1) sind 2,1 m hoch und 1,12 m breit. Sie sind aus Gußeisen mit 5 mm Tafelstärke und 25 mm starken Rippen angefertigt. Selbst mit 20 mm starken Holzleisten an den Gleitflächen versehen, bewegen sie sich in einem Mauerfalze, der mit einem Rahmen aus Eichenholz aus-



Fig. 478. Einlauf in die Tunnelstrecke des Kanales vor dem Schleusenhause.

gefüttert ist. Da der Wasserstand im Schachte bei Hochwasser sich auf 7 m erhebt, kann der auf eine Tafel ausgeübte Druck ca. 12000 kg erreichen. Die Aufzugsvorrichtungen der Schützen (Tafel XVI, Fig. 2) mußten deshalb mit besonderer Sorgfalt konstruiert werden, um einerseits bei der großen Länge der Zugstangen eine Verklemmung auszuschließen und andererseits die Bedienung derselben durch einen einzelnen Mann zu ermöglichen. Diesen Forderungen wurde durch folgende Einrichtung des Aufzugsmechanismus entsprochen: Die mit der Schützentafel fest verbundene Zugstange ist an eine über 2 m lange Schraubenspindel gekuppelt, und durchsetzt die letztere eine aus Bronze angefertigte Mutter, welche auf ein horizontal gelagertes Schneckenrad aufgekeilt ist. Das Schneckenrad steht an zwei diametral gelegenen Punkten mit den Schnecken in Eingriff. Letztere sind auf die Achsen zweier im Eingriffe stehender Zahnräder von gleicher Teilung aufgekeilt und wird hier

durch bei der Drehung der an einer Schneckenachse angebrachten Kurbel beiden Schnecken der gleiche Antrieb erteilt. Genaue Montierung und ein Minimum von totem Gange der im Eingriffe stehenden Mechanismen vorausgesetzt, wird durch diese Anordnung der Zahndruck im Schneckenrade fast auf die Hälfte reduziert. Bei Einleitung der Bewegung ist an der Kurbel eine Kraft von ca. 30 kg auszuüben; dieselbe sinkt jedoch nach Überwindung der passiven Widerstände auf ca. 15 kg, so daß die Bedienung der Schützen tatsächlich von einem Manne ausgeführt werden kann.

Der Schleusenschacht ist von einem Häuschen von gleichem Querschnitte mit dem Schachte überragt. Bedielungen auf eisernen Traversen mit eingespannten Ziegelgewölben und Asphaltguß finden sich in der Höhe des natürlichen Terrains sowie 4,7 m über der Tunnelsohle. Letztere ist — allerdings nur bei mittlerem Wasserstande — durch Leitern zugänglich.

Die bauliche Durchführung der Schleusenanlage, sowie die Details der Schützenführung und der Aufzugsvorrichtung sind aus den auf Tafel XVI, Fig. 1 und 2 gegebenen Darstellungen wohl ohne weiteres verständlich. Der Schleusenschacht kann gegen die Durance hin durch Dammbalken abgeschlossen werden. Bei der Bauausführung erfolgte die Abteufung und Ausmauerung des Schachtes vor Durchbrechung des Stollens nach der Durance.

Hinter der Schleusenanlage setzt sich der Stollen noch auf eine Länge von 234,6 m fort und geht dann nach Unterfahrung des Wildbaches von Beaumes in das offene Profil über. Die Wasserführung der Anfangsstrecke des Kanales beträgt 3 m^3.

Von der ganzen Länge des Kanales von Manosque ist nur wenig mehr als die Hälfte in Trapezprofil ohne Versicherung ausgeführt. 17 698,6 m haben Verkleidungen an Sohle und Böschung aus Zement oder Mauerwerk erhalten, 3010 m sind als unterirdische Strecken angelegt, 2869 m endlich entfallen auf die bereits erwähnten 7 großen Siphons. Auf Tafel XVII, Fig. 4—9 sind die charakteristischen Profilformen für die mittlere Kanalstrecke mit einer Kapazität von 1500 sl. zur Darstellung gebracht.

Die Hauptabmessungen der Siphons sind in nachstehender Tabelle vereinigt.

Name des Siphons:	Länge m	Rohranzahl	Rohrdurchmesser mm	Wasserführung sl.	Druckhöhenverlust pro 1 m Länge m
De Bues	258	2	à 1100	3000	0,0050
Du Lauzon	330	2	à 1100	3000	0,0049
Du Largue	930	2	1000 u. 900	1750	0,0033
De Valvéranne	244	2	à 900	1650	0,0040
De St. Martin	304	2	à 800	1500	0,0058
De Deffend	285	1	900	1000	0,0055
De Chaffere	518	1	400	400	0,0550

Der Siphon du Largue, das größte dieser Bauwerke, dient zur Traversierung des Tales des Flusses Largue oberhalb der Ortschaft Volx. Die Distanz zwischen Einlauf und Auslauf beträgt 930 m; der tiefste Punkt der Leitung liegt 62,3 m unter dem Wasserspiegel der Einlaufskammer. Der Siphon unterfährt den Fluß Largue, die Eisenbahn Volx-Forcalquier, sowie mehrere Straßen, Wege und Wassergräben. (Siehe das Längenprofil Fig. 13 auf Tafel XVIII.)

Das Haupt des Siphons (vergl. hierzu die Fig. 479 und 480) umfaßt zwei durch Schützen abschließbare Einlaufkammern, einen Überlauf und eine Entlastungs- bezw. Entleerungsschütze für die stromaufwärts gelegene Kanalstrecke mit der zugehörigen Ableitung. Jedes der beiden Rohre mündet in



Fig. 479. Siphon du Largue. Einlauf.

eine separate Kammer mit Schlammfang. Die den Wasserzulauf zu diesen Kammern regulierenden Schützen sind aus Eisenblech angefertigt. Der Anschlag wird durch eine mit Hilfe eines Winkeleisens an der Schütze befestigte Holzleiste gebildet. Diese letztere gleitet in einem Mauerfalze. Jede der beiden Schützen trägt außerdem an ihrem oberen Ende einen kleinen Schieber von 300 mm Breite und Höhe. Derselbe dient zur Zuleitung des Wassers bei Füllung des Siphons, welche naturgemäß äußerst langsam bewerkstelligt werden muß, um das Eintreten von hydraulischen Stößen, wie solche bei rascher Füllung durch das Entweichen der vom Wasser mitgerissenen Luft zu befürchten wären, hintanzuhalten. Bei dem Siphon du Largue beträgt diese Füllungszeit ca. 48 Stunden. Die Schützen werden an Schraubenspindeln bewegt. Das in einer Kapsel untergebrachte Vorgelege besteht aus zwei

Kegelrädern, und zwar ist die Spindelstange mit dem einen Rade verkeilt. Die quadratische aus Bronze angefertigte Schraubenmutter sitzt in einer gußeisernen, röhrenförmig verlängerten Hülse, welche auf der Schützentafel aufgenietet ist. Diese Hülse schützt die Schraubenspindel bei der normalen, d. i. vollständig geöffneten Stellung des Schützes vor Rostbildung und Verstaubung (vergl. Fig. 481 auf Seite 564). Der Auslauf des Siphons ist, abgesehen von dem hier in Wegfall kommenden Überfalle und der Entleerungsschleuse, ebenso ausgeführt wie der Einlauf.

Einlauf und Auslauf des Siphon du Largue sind durch zwei Rohrstränge von 1000 bezw. 900 mm innerem Durchmesser verbunden. Die Rohre sind

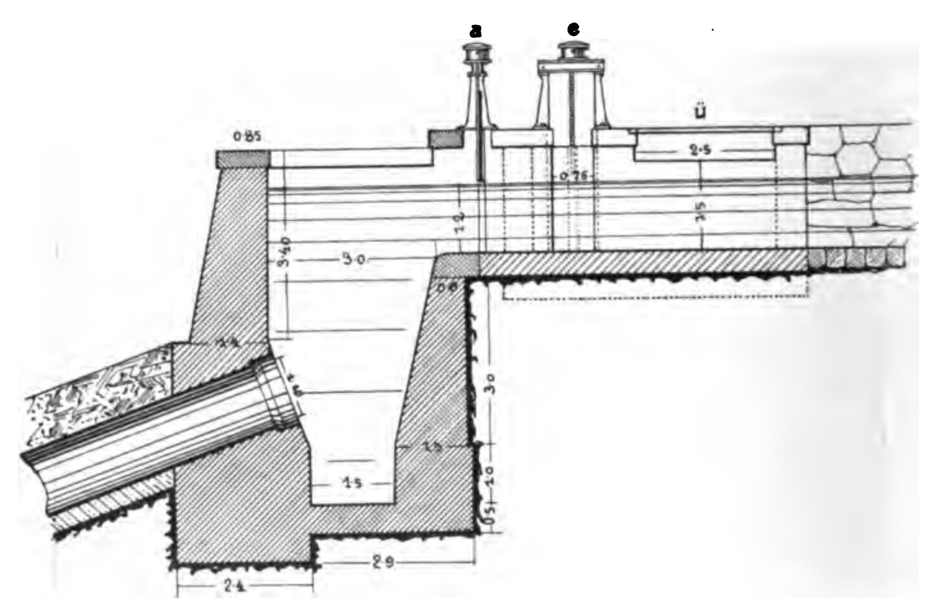


Fig. 480. Längenschnitt durch die Einlaufkammer mit Absperrschütze (*a*) und Entleerungsschütze (*e*), sowie Überfall (*ü*) für die obere Kanalhaltung.

gußeiserne Muffenrohre, Type der Stadt Paris. Die einzelnen Rohrstücke haben 22 mm Wandstärke und 4000 mm Baulänge. Dieselben sind unter einem Probedrucke von 15 Atmosphären geprüft. Bogenrohre besitzen einen Radius von 10 m, Baulängen von 1100 mm und ist deren Wandstärke mit 27,5 mm bemessen. Das zur Fabrikation der Rohre verwendete Material wurde unter behördlicher Aufsicht einer Stoß-, Zug- und Druckprobe unterzogen. Der Guß selbst, die Prüfung und Asphaltierung der Rohre wurde gleichfalls unter behördlicher Aufsicht vollzogen. Die Rohre sind in einer Bettung aus Steinschlag, welche bis zur Rohrachse reicht und eine Gesamtstärke von 92 cm besitzt, verlegt. Außerdem sind in den stärker geneigten Teilen Mauerwerkskörper (Massivs) — Schwellen — eingeschaltet, denen die Aufgabe zukommt, einerseits dem Gleiten in den Rohren in der Richtung der Achse Widerstand zu leisten, andererseits den in den hohlen Winkeln auftretenden, nach außen gerichteten Überdruck aufzunehmen. In diesen Ein-

bauten sind gleichzeitig die Luftventile sowie zwei Entleerungen angebracht. Bei der Unterfahrung des Flusses Largue sind die Rohre durch einen Steinwurf vor Ausspülung geschützt, die Kreuzung der Eisenbahnlinie Volx-Forcalquier erfolgt unter einer gewölbten Brücke. Tafel XVIII, Fig. 13 gibt das generelle Längenprofil des Siphons du Largue, sowie die Fig. 14, 15 und 16 auf Tafel XVIII einige Typen der verschiedenen an der Rohrtrasse zur Ausführung gelangten Objekte.

Die Luftventile bestehen aus Windkesseln mit Hähnen. Letztere sind etwas unter dem höchsten Punkte des Helmes angebracht, damit auch nach Öffnung derselben ein geringes Quantum Luft in dem Windkessel zurückbleibe und dort ein Polster zur Abschwächung eventueller Stöße bilde. Derartige Luftventile sind an den drei vorkommenden ausspringenden Winkeln angeordnet. Die beiden in den tiefsten Punkten angelegten Entleerungen werden durch senkrechte Abzweigungen mit Schiebern gebildet. Ausserdem finden sich an mehreren Punkten der Leitung Mannlöcher zur Erleichterung der Zugänglichkeit der Rohre für die Zwecke von Revisionen und Reinigungen. Nach Verlegung der Rohre wurde der Siphon durch Aufsetzen von Standröhren einem probeweisen Überdrucke einer Wassersäule von 15 m über die normale Beanspruchung ausgesetzt und hat das Bauwerk diese Prüfung in befriedigender Weise ertragen. Auf die Dilatation der Rohre wurde, da dieselben 1 m hoch mit Erde überschüttet wurden, keine weitere Rücksicht genommen, indem man eventuelle kleine Längenänderungen in der Muffenverbindung aufnehmen zu können glaubte. Die bisherigen mehr als zehnjährigen Erfahrungen haben in dieser Hinsicht auch keinerlei Unzuträglichkeiten erkennen lassen.

Die übrigen 6 großen Siphons des Kanales von Manosque sind nach den gleichen Prinzipien durchgeführt.

Unmittelbar vor dem Siphon von St. Martin befindet sich ein Absturz von 5,1 m Höhe (Fig. 481). An demselben soll eine Turbinenanlage zur Ausnützung dieser ca. 120 Bruttopferde darbietenden Wasserkraft angelegt werden, die so gewonnene Energie zum Betriebe von Dynamomaschinen verwendet und der elektrische Strom nach der nahe gelegenen Stadt Manosque geleitet werden. Der Siphon von Chaffère ist nahe dem Ende des Hauptkanales gelegen; demselben konnte infolgedessen der enorme Druckhöhenverlust von ca. 28 m gegeben und somit mit einem Rohre von 400 mm Durchmesser das Auslangen gefunden werden.

Von größeren Kunstbauten in dem Hauptkanale wären noch der Aquädukt bei Manosque, sowie 7 kleine Siphons zur Unterfahrung von Straßen, Hohlwegen (Fig. 482 und 483) und Wasserläufen zu erwähnen.

Das Netz der Verteilungskanäle erreicht eine Gesamtlänge von ca. 350 km.

Auf Tafel XIX, Fig. 3 ist die Type einer Sekundär-Kanalschleuse mit Eichbassin zur Messung der aus dem Hauptkanale abzuleitenden Wassermenge zur Darstellung gebracht.

Die Wasserentnahme erfolgt durch ein Betonrohr, dessen Ausmündung in den Hauptkanal durch eine gußeiserne Schütze verschließbar ist. Dieses Rohr mündet in ein kleines Bassin, dessen dem Sekundärgraben zugekehrte Wand eine Öffnung von 35 cm Breite besitzt. An derselben ist ein mit scharfen Kanten versehener Überfall von 30 cm Breite angebracht. Die Höhenlage des Bodens des Sekundärgrabens ist so bemessen, daß der Überfall ein vollkommener ist. Die den verschiedenen Wasserquantitäten entsprechende Überfallshöhe ist durch direkte Eichung ermittelt und gestattet die Schütze eine äußerst genaue Einstellung des Wasserzuflusses. Fig. 1 und 2 auf Tafel XIX geben die Details der am Kanale von Manosque für diese Ausleitungen gebräuchlichen Abschlußvorrichtungen.



Fig. 481. Schützenaufzug am Siphon von St. Martin am Kanal von Manosque.

Die Schützentafel gleitet auf einem durch Steinschrauben an der Stirnwand der Schleuse vor dem Betonrohr angebrachten Rahmen in aufgeschraubten Führungsschienen und ist in starrer Verbindung mit der Zugstange, welche nach obenhin an eine Röhre gekuppelt ist. Mit dieser Röhre ist eine Mutter aus Bronzeguß mit quadratischem Kopfe verbunden. Die diese Mutter umschließende Hülse bildet gleichzeitig das Lager der Schraubenspindel und wird die Drehung der letzteren mit einem Schlüssel bewerkstelligt, der nach Öffnung der abschließbaren Kapsel auf das Spindelende aufgeschoben wird. Das Gewinde ist durch diese Anordnung vor Verstäubung geschützt und ist auch die Verstellung der Schütze durch Unberufene erschwert. Die Schützen samt dem Aufzugsmechanismus kosten ca. 40 K. In den meisten Fällen bildet der Niveau-Unterschied von ca. 1 m zwischen

dem Wasserspiegel von Haupt- und Nebengraben, welcher durch diese Anordnung bedingt ist, bei der Höhenlage des Kanales dem bewässerten



Fig. 482. Siphon von St. Martin. Einlauf.



Fig. 483. Siphon von St. Martin. Blick auf den Talhang mit dem Einlaufe, dem Überfallgerinne und den Steinschwellen.

Gelände gegenüber keinen Nachteil. An einzelnen Ausleitungen mußte jedoch zur Verringerung des Druckhöhenverlustes die Anlage des Eichbassins mit dem vollkommenen Überfalle unterbleiben. Hier ist dann an der Ausmündung des Rohres der Sekundärgraben erweitert und ausgepflastert, so daß hier ein kleines Becken entsteht, in welchem das Wasser seine Geschwindigkeit verliert. Aus diesem Becken nimmt dann der Sekundärgraben seinen Ursprung ohne weiteren Gefällsverlust. Da die Disposition so getroffen ist, daß bei normaler Wasserführung des Sekundärgrabens der Wasserspiegelunterschied zwischen demselben und dem Hauptkanale ebenso groß ist als zwischen dem letzteren und dem Wasserstande in den Eichbassins mit vollkommenem Überfalle bei Ausleitung derselben Wassermenge, so kann auch an diesen Auslässen die Wassermenge bei wechselnden Wasserständen im Hauptkanale mit hinlänglicher Genauigkeit reguliert werden, indem die Schützen ebensoweit geöffnet werden, wie an der zunächst gelegenen Schleuse mit Eichbassin, eine Einstellung, die durch Ausführung derselben Anzahl von Schlüsselumdrehungen leicht durchführbar ist.

Die Sekundärgräben am Kanale von Manosque besitzen im Minimum ein Gefälle von 3 ‰. Bei Gefällen zwischen 3 ‰ und 10 ‰ werden dieselben einfach in Erde trapezförmig profiliert. Bei Gefällen zwischen 10 ‰ und 80 ‰ werden die Sohlen und Böschungen durch Trockenpflaster, bei Gefällen zwischen 80 ‰ und 150 ‰ durch Pflaster in Kalkmörtel versichert. Bei den letzteren sowie größeren Gefällen wird auch eine Auskleidung mit Beton in 12 cm Stärke zur Ausführung gebracht. Diese Profilversicherungen sowie die Typen der an den Sekundärgräben in großer Anzahl zur Anlage gebrachten Unterleitungen und Verteilungsschleusen sind auf Tafel XVII, Fig. 11 und 12 dargestellt.

Die Verteilungsschleusen bestehen aus zwei auf einer gemauerten Sohle aufgesetzten steinernen Wangen; in dieselben sind Falze eingearbeitet und letztere mit U-förmig gebogenem, 3 mm starkem Eisenbleche ausgelegt; an der Sohle wird der Anschlag durch ein Winkeleisen von 25/25/3 mm hergestellt.

Die Schützentafel selbst besteht aus 4 mm starkem Eisenbleche und kann mit Hilfe eines Bolzens an die Führung angesperrt werden. Die Absperrschütze des Sekundärgrabens und die Einlaßschütze zum Tertiär- bezw. Verteilungsgraben besitzen eine gemeinsame Schützentafel.

Im Bereiche des Kanales von Manosque wird pro Hektar zu bewässernder Fläche ein permanenter Zulauf von 1 sl. während der die Monate April bis September umfassenden 183 tägigen Wässerperiode gerechnet. Die Wasserabgabe erfolgt jedoch so, daß jedes Hektar in $6^1/_4$ tägigen Intervallen während des Zeitraumes von 5 Stunden das Wasserquantum von 33,6 sl. nebst einem 10 %igen Zuschlage zur Kompensation der Verluste bei der Zuleitung, also im ganzen einen Zufluß von 37 sl. erhält. Sind an einen Sekundärgraben weniger als 30 ha angeschlossen, so wird derselbe mit einem Leitungsvermögen von 37 sl. angelegt. Steigt die aus demselben zu bewässernde Fläche über 30 ha, so wird die Grabenkapazität mit einem Mehrfachen von 37 sl. bemessen, um die ganze Fläche innerhalb der oben angegebenen Zeitperiode bedienen zu können. Der Kanal von Manosque beherrscht 3800 ha Kulturland; im Jahre 1901

waren jedoch erst ca. 1000 ha für den Wasserbezug vorgemerkt und haben 700 ha tatsächlich Wasser bezogen. Von diesen 1000 ha sind 150 ha dem Wiesen- und Feldgrasbau, 450 ha der Gemüsekultur, 300 ha dem Obst- und Getreidebau und 100 ha dem Weinbau mit sommerlicher Anfeuchtung gewidmet. Weingärten mit winterlicher Überstauung können infolge der Steilheit der Hänge nicht zur Anlage gelangen.

Der Kanal von Manosque wurde auf Kosten des Staates erbaut und datiert das diesbezügliche Gesetz vom 7. Juli 1881.

Die Einlaßschleuse wurde 1885, der Siphon du Largue 1889 fertiggestellt. Die Arbeiten am Hauptkanale sind vollständig durchgeführt und dürfte das Netz der sekundären Gräben im Jahre 1903 ganz ausgebaut sein. Dann wird der Kanal einer Genossenschaft, welche den Titel „Syndicat du Canal de Manosque" führen und ihren Sitz in Manosque haben wird, zum Betriebe übergeben werden. Während der Wasserbezug aus dem Kanale derzeit noch unentgeltlich erfolgt, wird die Genossenschaft für 1 sl. pro Jahr eine Taxe von 50 Franks erheben und aus diesen Einkünften 70 % an den Staat abführen, von den restlichen 30 % die Betriebs- und Erhaltungskosten des Kanales decken und allenfalls einen Reservefonds für künftige Ausbauten in Rücklage bringen.

Die gesamte bauliche Durchführung war mit 4500000 Franks veranschlagt. Die Baukosten des Siphons du Largue betrugen allein ca. 500000 Franks; im Mittel stellt sich der Kurrentmeter der großen Siphons auf 400 Franks, der Kurrentmeter des Sekundärgrabennetzes einschließlich aller an demselben angelegten Objekte auf ca. 3 Franks. Die jährlichen Ausgaben für Erhaltungsarbeiten an den Siphons werden auf ca. 3000 Franks angegeben.

Obgleich der Kanal von Manosque, wie erwähnt, noch nicht in das Stadium des vollen Betriebes getreten ist, macht sich die Einwirkung dieser Melioration in einer ganz bedeutenden Erhöhung des Wertes der Liegenschaften im Bereiche desselben geltend; letzterer ist seit Inangriffnahme der Bauarbeiten um ca. 50 % gestiegen, indem der Durchschnittswert eines Hektars bewässerbaren Landes sich von 2000 auf 3000 Franks erhoben hat. Die Wertvermehrung wird aber dann erst voll zum Ausdrucke kommen, wenn die Bewirtschaftungsweise allenthalben den neu geschaffenen Umständen angepaßt und der Übergang von extensiver zu intensiver Nutzung durchgeführt sein wird.

(Nach im Jahre 1901 durch den Lehrkanzel-Konstrukteur Dr. Robert Fischer an Ort und Stelle gemachten Aufnahmen und Erhebungen.)

G. Entwässerung der Ländereien.

I. Entwässerungen in der Provinz Ferrara.

Die Provinz Ferrara gehört zum großen Teile dem Lande an, welches der Po im Laufe der Jahrtausende durch Ablagerung der aus dem Alpengebiete herabgeführten Sinkstoffe in das Meer vorgebaut hat. Dieser Entstehungsweise entsprach der frühere hydrographisch verwilderte Charakter der Gegend; abflußlose Mulden, die Überreste verlassener und nur teilweise

zugeschütteter Flußläufe, Sümpfe und Lagunen bedeckten das Land, bevor die Bewohner den Kampf gegen die ungeregelten Wässer aufnahmen, um weite Landstriche zu gewinnen, welche infolge der Versumpfung einerseits landwirtschaftlich fast ganz ertraglos waren, anderseits einen ständigen Ausgangspunkt für die Verbreitung der Sumpffieber bildeten.

Die Bedeutung der Meliorationsarbeiten in der Provinz Ferrara läßt sich durch nachstehende Zahlenwerte charakterisieren:

Ausmaß der ganzen Provinz	261 000 ha,
hiervon natürlich entwässert	115 000 „
künstlich entwässert	**90 000** „
Sümpfe und Brackwasserseen	46 000 „
Wege und Wasserläufe	10 000 „ .

Tornani[1]) gibt in einer Abhandlung über die Meliorations-Unternehmungen der Provinz Ferrara eine tabellarische Zusammenstellung der wichtigsten Daten der für die künstliche Vorflutbeschaffung errichteten Pumpwerke. Demnach sind innerhalb der erwähnten 90 000 ha 15 Pumpwerke mit zusammen 4666,1 indizierten, entsprechend 2041 effektiven Pferdekräften tätig. Die Wasserförderhöhe beträgt hierbei im Maximum (Valle Gallare) 3,60 m, die maximale, von einem einzigen Pumpwerke geförderte Wassermenge beträgt 20,5 m^3 (Pumpwerk Codigoro des I. Circondariums von Ferrara). Alle Anlagen zusammen repräsentieren einen Bauwert von 11 612 870 Lire, das ist 131,38 Lire pro 1 ha entwässerten Landes. Die jährlichen Betriebskosten belaufen sich auf 691 430 Lire, das ist 7,67 Lire pro Hektar. Die Anlagekosten schwanken zwischen 91,76 Lire pro Hektar (bei Codigoro) bis 340,7 Lire (bei Trava), die Unterhaltungskosten zwischen 3,63 Lire (Benevignante) und 10,72 Lire (Trava). Wenngleich die Entwässerungsarbeiten nicht als beendet bezeichnet werden können, so ist doch der Erfolg derselben schon jetzt ein unverkennbarer. Getreide, Hackfrüchte, Futterpflanzen, Hanf und Wein werden auf den entwässerten Ländereien mit bestem Erfolge angebaut.

Das Valle Gallare (siehe die Situation Tafel XX, Fig. 1) ist eine weite Ebene, welche sich ostwärts von Migliaro bis zu den Dünen des Adriatischen Meeres erstreckt und südlich vom Brackwassersee vom Commachio begrenzt wird.

Vor der Melioration war das Land von Lagunen, welche stellenweise die Tiefe von 1,5 m erreichten, bedeckt.

Die Trockenlegungsarbeiten wurden in der Mitte der 70er Jahre durch die Wiener Bankfirma Klein begonnen, später von der Banca d'Italia übernommen und beendet. Von den 12 000 ha, welche dem Meere abgerungen wurden, werden derzeit 3600 ha von der Banca d'Italia in eigener Regie bewirtschaftet.

Das Land ist durch einen Damm vor dem Einbruche der Fluten des Meeres gesichert. Das Pumpwerk zur mechanischen Wasserhebung ist im östlichen Teile des Gebietes bei der Ortschaft Marozzo am Po di Volano,

[1]) Tornani, „Le bonifiche Ferraresi“, Giornale del Genio Civile 1898.

einem Seitenarme des Po, gelegen (Fig. 484).[1]) In demselben sind 3 Dampfmaschinen mit zusammen 450 HP. aufgestellt. Dieselben treiben 3 Zentrifugalpumpen, von denen die eine pro Sekunde 1 m^3, die beiden anderen je 4,5 m^3, also zusammen 10 m^3 Wasser auf eine Förderhöhe, welche zwischen 2,5 und 4,2 m schwankt, zu heben vermögen. An das Pumpwerk schließt sich ein ca. 10 km langer Hauptentwässerungskanal von ca. 1,4 m Tiefe bei 5 cm Gefälle pro 1 km. Die Entwässerungsgräben waren früher in Abständen von ca. 300 m angelegt, so daß sie das Gebiet in Reviere von je 10 ha teilten. Infolge unzureichender Entwässerung war jedoch eine Einschaltung von Zwischengräben mit Abständen von 35—50 m, entsprechend der Terrainbeschaffenheit,



Fig. 484. Pumpwerk bei Marozzo, Valle Gallare.

erforderlich. 200 km Gräben sind mit Tamarisken bepflanzt, um bei der sonstigen Holzarmut der Provinz Ferrara Brennholz für die Farmen zu erzeugen.

Die Zahl der Farmen auf der Regiewirtschaft beträgt 22. Auf denselben werden 2000 Stück Hornvieh, 150 Pferde und 1000 Schafe gehalten. Zum Anbau gelangen alle Getreidearten, Zuckerrüben, Hanf und Luzerne. Wiesen liefern ausgezeichnete Erträge, gewöhnlich können 4 Schnitte genommen in besonders günstigen Jahren 5—7 Schnitte ausgeführt werden. Die Heuerträge werden zu 120—160 q pro Hektar und Jahr angegeben. Neuerdings wurde von Direktor Conti der Versuch gemacht, den Weinbau auf einigen höher gelegenen Gebietsteilen einzuführen; 6,5 ha Weingarten, im Jahre 1901

[1]) Figuren nach photographischen Aufnahmen des Adjunkten der Lehrkanzel, Dr. Robert Fischer.

erst 4 Jahre alt, zeigen äußerst kräftig entwickelte Pflanzen und versprechen einen guten Ertrag.

Die Wasserversorgung der Gehöfte erfolgt durch artesische Brunnen. Das Wasser wurde unter einer mächtigen Tonschichte im Sande manchmal erst in 180 m Tiefe erbohrt und Wassermengen bis zu 6 l pro Sekunde erschlossen. Auf den Farmen finden 600 Arbeiter ständige Beschäftigung. Zur Erntezeit erhöht sich diese Zahl auf 2000—3000. Die herrlichen Weizenfelder, welche heute die Gegenden bedecken, die vor 25 Jahren noch unter dem Meeresspiegel lagen, geben das vorzüglichste Zeugnis einer vollkommen gelungenen Meliorationsanlage. Das gleichfalls am Po di Volano gelegene Pumpwerk von Codigoro besorgt die Wasserhebung der Entwässerungsanlage des I. Circondariums von Ferrara.

Das von dem Pumpwerke zu entwässernde Gebiet umfasst 50000 ha; die sekundlich zu fördernde Wassermenge beträgt 30 m^3.

Von den 4 im Jahre 1872 aufgestellten liegenden Compound-Maschinen wurden bisher 2 ausgewechselt und durch 2 von Tosi & Co. in Legnano gelieferte stehende Maschinen (von der Type der Schiffsmaschinen) ersetzt. Die übrigen beiden Maschinen sollen gleichfalls ausgewechselt werden.

Die 8 Zentrifugalpumpen haben während der 28 Betriebsjahre stets zufriedenstellend gearbeitet. Die entwässerten Ländereien sind auch jetzt noch nur zum kleineren Teile landwirtschaftlich ausgenützt, indem die Unzulänglichkeit des Straßennetzes die Benützung erschwert; der innere Teil des I. Circondariums wird als Weide benützt. Um die Melioration entsprechend auszugestalten, wurden durch das Gesetz vom 19. August 1900 die zur Erschließung des Gebietes erforderlichen Neuarbeiten als Angelegenheit von öffentlichem Interesse erklärt und die Investierung von 4500000 Lire aus Staatsmitteln für die Durchführung derselben in Vorschlag gebracht.

II. Bonifikation des Agro Romano (Mittelitalien).

Das Agro Romano umfaßt die sanftwellige Ebene, welche sich von den sabatinischen, tiburtinischen und latialischen Hügeln beiderseits des Tiber gegen das Meer hin erstreckt. Geologisch zum größten Teile vulkanische Bildungen aufweisend, besitzt das Terrain infolge seiner komplizierten Tektonik ganz eigentümliche hydrographische Verhältnisse, welche durch das Zurücktreten oberirdischer geschlossener Wasserläufe gegen Quellen und unterirdisch verlaufende Grundwasserströme charakterisiert sind. Dem Wirken vulkanischer Kräfte verdanken die zahllosen Mulden ihre Entstehung, welche, einzelne abflußlose Becken bildend, zur Versumpfung eines großen Teiles des Agro Romano geführt haben. Der Boden ist sowohl im Obergrund wie Untergrund zum größten Teile Verwitterungsprodukt der vulkanischen Gesteine; im Gebiete der Tibermündung, den ehemaligen Sümpfen von Ostia und Maccarese, finden sich Schwemmland und teilweise auch Torflager unter einer Tonschichte von verschiedener Stärke.

Das ganze Agro Romano erfuhr nur die extensivste landwirtschaftliche Nützung. Nur um die Stadt Rom zieht sich ein schmaler Gürtel von Wein-, Obst- und Gemüsegärten, Wiesen- und Ackerland, der übrige Teil war, wo

nicht durch Versumpfung jeder Benützbarkeit entzogen, nur Weideland. Sich selbst überlassen, verschlechterten sich die Wasserabfluß-Verhältnisse von Jahr zu Jahr, so daß nicht nur die Sümpfe an der Tibermündung, sondern auch das ganze Agro Romano eine Fiebergegend wurde, in welcher sich die Malaria in den gefährlichsten Formen selbst bis in die Stadt Rom ausbreitete.

Die Regierung des geeinigten Königreiches Italien sah sich demnach veranlaßt, ein Spezialgesetz für die Behebung dieser Übelstände zu erlassen und zugleich mit der hygienischen Verbesserung eine landwirtschaftliche Melioration des Agro Romano anzuregen. Dieses Gesetz, datiert vom 11. Dezember 1878, erklärte die Bonifikation des Agro Romano als Angelegenheit von öffentlichem Interesse und bezog sich auf die Ausführung folgender Arbeiten:

a) Trockenlegung der Sümpfe von Ostia und Maccarese, des Lago di Tartari, der Sümpfe von Stracciacappe, der tiefliegenden Ländereien von Almone, von Pantano und Baccano und einiger anderer versumpfter Örtlichkeiten, deren Melioration Maßregeln von besonderem Umfange bedarf;
b) die Ableitung der Quellen und die Regelung der Abflußverhältnisse mit Hilfe einer das ganze übrige Gelände umfassenden, alle oberirdischen und unterirdischen Wasserläufe einbeziehenden systematischen Entwässerung;
c) die landwirtschaftliche Melioration aller Grundstücke, welche innerhalb eines Umkreises von 10 km Radius um Rom, mit dem milliarium aureum des forum romanum als Mittelpunkt, gelegen sind.

In diesem Gesetze wurde ferner bestimmt, daß nach Aufstellung des allgemeinen Bonifikationsplanes auf Staatskosten Zwangsgenossenschaften aus den Grundbesitzern gebildet werden, um für die unter a angegebenen Arbeiten:

1. die Unterhaltung der Kanäle und Gräben, welche den Entwässerungszwecken in den einzelnen Genossenschaftsbezirken dienen, zu besorgen;
2. den einzelnen Grundbesitzern im Bereiche der einzelnen Genossenschaften die Fassung und Ableitung aller stagnierenden und Quellwässer überall dort zu ermöglichen, wo in dieser Hinsicht vom Gesetze selbst nicht anderweitig Vorsorge getroffen ist.

An allen sub a aufgezählten Orten sollten die Meliorationsarbeiten vom Staate durchgeführt und die Grundbesitzer zu Beitragsleistungen nach Maßgabe der Wertssteigerung ihrer Liegenschaften angehalten werden.

Die Arbeiten nach Artikel b sollten von den Zwangsgenossenschaften auf deren eigene Kosten nach staatlichen Plänen und unter staatlicher Aufsicht ausgeführt werden, oder für den Fall, daß die Genossenschaft in der vorgeschriebenen Zeit ihren Verpflichtungen nicht nachkäme, vom Staate auf Rechnung der Genossenschaften durchgeführt werden.

Diesem Gesetze, welches die für die Entwässerung des Agro Romano bezüglichen Vorschriften enthält, folgte am 8. Juli 1883 ein Gesetz, welches

auf die landwirtschaftliche Verbesserung des Agro Romano abzielte, indem es den Grundbesitzern die Detailentwässerung, Grundeinteilung, Verzäunung, Errichtung von landwirtschaftlichen Gebäuden, Trinkwasserbeschaffung und die Einführung einer intensiveren Wirtschaftsweise anbefahl. Um die Grundbesitzer zur Durchführung dieser Maßnahmen anzueifern, eröffnete das Ministerium für Ackerbau, Industrie und Handel durch ein Dekret vom 17. Juni 1886 Konkurrenzen, welche für hervorragende Betätigung im Sinne des angeführten Gesetzes die Verleihung von 10 goldenen und 12 silbernen Medaillen, sowie Geldpreise in der Gesamtsumme von 26800 Lire in Aussicht stellten, und zwar für folgende Kategorien:

1. für Erbauung ländlicher Wohnhäuser für ständige oder zeitweilig in Verwendung stehende landwirtschaftliche Arbeiter;
2. für die Einführung des Anbaues von Wintergetreide, Hackfrüchten und Futterpflanzen in geordnetem Fruchtwechsel an der Stelle der üblichen reinen Brache und Weidewirtschaft;
3. für Aufzucht von Rindvieh, Pferden und Schafen in Stall und Weiden, sowie die Pflege der Weiden;
4. für Stallaufzucht von Rindvieh;
5. für Anlage von Öl-, Wein- und Obstgärten.

Im Jahre 1889 wurden diese Konkurrenzen erweitert auf:

6. zweckmäßige Einteilung des Grundbesitzes in Wirtschaftseinheiten;
7. Eingehen von Pachtverträgen, zugleich mit Übernahme der Verpflichtung der Durchführung von Meliorationen;
8. Ausführung von Arbeiten auf dem Gebiete des landwirtschaftlichen Wasserbaues.

Neben einer Vergrößerung der Anzahl der zuzuerkennenden Medaillen wurden die Geldpreise auf 58000 Lire erhöht.

Von den durch die Gesetze von 1878 und 1883 gebotenen Arbeiten gelangten bisher nur die vom Staate auszuführenden Arbeiten vollständig zur Durchführung, sowie der größere Teil der genossenschaftlichen Arbeiten und ein kleiner Teil der auf eine spezielle landwirtschaftliche Melioration abzielenden Privatarbeiten.

Man hatte bei Erlassung der Gesetze wohl klar erkannt, daß die Melioration des Agro Romano nicht nur eine Angelegenheit von allgemeinem Interesse sei, sondern daß dieselbe namentlich durch Ausführung der im Gesetze von 1878 unter b und c aufgestellten Arbeiten dem einzelnen Besitze einen Vorteil bringe. Aber man hatte nicht auch gleichzeitig dafür gesorgt, diesen Besitzern oder den Pächtern der Ländereien die Möglichkeit in die Hand zu geben, sich die zur vollständigen Neueinrichtung des Wirtschaftsbetriebes erforderlichen Kapitalien billig zu verschaffen.

Daß nicht Schwierigkeiten im Produktionsprozesse selbst oder in der Absatzmöglichkeit der Produkte die Schuld an der langsamen Einführung eines intensiveren Betriebes tragen, werden die folgenden Besprechungen von Beispielen der verschiedenen im Agro Romano vorgenommenen Meliorationsarbeiten zeigen.

III. Die Trockenlegung der Sümpfe an der Tibermündung.

1. Die Sümpfe von Ostia.

(Siehe die Situation Fig. 2 auf Tafel XX.)

Die Sümpfe von Ostia erstrecken sich längs des linken Ufers der Mündungsstrecke des Tibers. Dieselben gehören einem hydrographisch selbständigen Becken an, dessen Wasserscheidenlinie sich bei dem Dörfchen Dragone (21 m über dem Meeresspiegel) an den Tiber anschließt, südöstlich über die Hügel von Dragoncello (+ 22 m), Monte Cugno (+ 30 m), Monte San Paolo (+ 50 m), sowie die Hügel von Finocchiella (+ 71 m) und der Riserva San Angelo (+ 72 m) hinzieht, von hier aus sich südwestlich wendend über Castel Porziano zur Piscina Chiara (+ 18 m) hinstreicht und sich bei Ponte Fusana (+ 4 m) an die Dünenkette anschließt, welche, nach Nordwest streichend, das Becken vom Meere abschließt. Der Verlauf der Wasserscheide auf den Dünen selbst ist bei der sanftwelligen Form derselben schwer festzustellen.

Von dem innerhalb der angegebenen Grenzen liegenden Gebiete entfallen:

auf Hügel und ebenes Land in mehr als 5 m Seehöhe . . .	5640 ha,
„ ebenes Land zwischen + 5 m und + 0,4 m Seehöhe . .	2623 „
„ tiefes Land unter + 0,4 m Seehöhe	684 „
„ tiefe Einsenkungen und Dünenland	480 „
demnach das ganze Einzugsgebiet der Sümpfe von Ostia	9427 ha.

Das ganze Becken stellt eine sanft geböschte Mulde dar, deren tiefe Punkte genau den mittleren Teil einnehmen.

Die Sohle des Sumpflandes liegt im Mittel ca. 0,35 m unter Meeresspiegel, die tiefsten Depressionen des Bodens erreichen die Kote — 0,9 m. In diesen abflußlosen Terrainvertiefungen sammelten sich die Niederschlagswässer des oben umschriebenen Beckens, sowie unterirdisch zufließende Wassermassen. Einen Abfluß nach dem Meere gestattete nur das Forma emissaria, auch Canal grande genannte alte, in einen Kanal umgewandelte, verlassene Flußbett des Tiber, ein Wasserlauf von 3200 m Länge, 30 m Breite und 1,3—1,5 m Tiefe. Der Wasserablauf auf diesem Wege war jedoch durch die alljährlich in der Vegetationsperiode eintretende Verkrautung, durch die Versandung der Mündung und durch einen von den Fischereiinteressenten angelegten Verschluß bedeutend erschwert.

Geologisch weist das Sumpfgebiet von Ostia ausschließlich quarternäre Bildungen auf. Torflager von mehreren Metern Mächtigkeit durch Tonschichten in verschiedene Horizonte geteilt und von einer fast 2 m mächtigen schlammigen Ablagerung überdeckt, finden sich an einzelnen Stellen, ebenso wie durch ein kalkiges Bindemittel zu einem festen Konglomerate (Puddinghe) vereinigte Schottermassen. Diese Ablagerungen geben ein Bild der Verschiebungen des Flußlaufes und der wiederholten Bildung ausgedehnter Ansammlungen stehenden Wassers.

Treten wir in die historische Epoche ein, so finden wir Berichte über zwei große Salzwasseransammlungen zu beiden Seiten der Tibermündung.

In dem westlich vom Tiber gelegenen Gebiete von Maccarese betrieben die Veienter einige Salinen.

Nach Gründung der Stadt Ostia durch Ancus Martius wurde auch im östlichen Teile, den nachmaligen Sümpfen von Ostia, Salzgewinnung betrieben.

Die Umgebung der Tibermündung war, wie die Überreste der Stadt Ostia (Ostia antiqua) sowie zahlreiche vereinzelt gelegene Landhäuser bezeugen, ein beliebter Aufenthalt der Römer. Der Verfall des Kaiserreiches bedeutete auch für Ostia den Untergang. Die Salinen wurden fast ganz aufgelassen. Überlieferungen aus der Zeit der Päpste erzählen von Wasseransammlungen an der Stelle der heutigen Sümpfe, welche zu Zeiten Pius II. (1460) noch Mannestiefe besaßen und sich dem Tiber auf eine Entfernung von nur 50 m näherten. In denselben wurde erfolgreich Fischfang betrieben; die Salzgewinnung blieb auf die unmittelbare Umgebung des heutigen Ostia beschränkt. Im Laufe des 19. Jahrhunderts wurden die Salinen durch den Kontrakt von 1858 der Società Pia Ostiense zur Salzausbeutung überlassen, zugleich aber dieser Gesellschaft die Verpflichtung auferlegt, die Umgebung der Salinen des Beckens von Ostia, welche im Laufe der letzten Jahrhunderte den Charakter eines Sumpfes angenommen hatte, sowie das einem gleichen Schicksale anheimgefallene Becken von Maccarese am rechten Ufer trocken zu legen und hierdurch einen weiten Strich Landes von der furchtbaren Plage des Sumpffiebers zu befreien. Nachdem aber die verschiedenen Versuche, welche die Gesellschaft zur Entwässerung der Sümpfe unternahm, resultatlos blieben, wurde der Gesellschaft die Konzession des Salinenbetriebes entzogen. Die verlassenen Ländereien gingen nun einer um so rascher um sich greifenden Verschlechterung entgegen. Wassereinbrüche bei Hochfluten des Tiber, Rückstau infolge Mangels an Beaufsichtigung der Abschlußwerke an der Forma emissaria begünstigten die Ausdehnung der Versumpfung, während die wechselnde Wasserbedeckung und Wiederabtrocknung und der Mangel einer regelmäßigen Wassererneuerung, beziehungsweise die Einbrüche des süßen Flußwassers oder des salzigen Meerwassers antihygienische Zustände schufen, wie sie trostloser kaum gedacht werden können; Ostia selbst war den größten Teil des Jahres hindurch unbewohnbar. Um diese Tatsachen durch einige Zahlenangaben zu illustrieren, möge angeführt werden, daß sich der Wasserspiegel im Becken von Ostia zur Zeit der Winterregen auf + 0,4 m über Meeresspiegel erhob, eine Fläche von 684 ha vollständig bedeckend.

Nach besonders lange anhaltenden Regenperioden kamen sogar Anschwellungen auf + 0,8 m mit einer Wasserbedeckung von 995 ha vor. Bei dem geringen Terraingefälle nahm ein weiter diese Fläche umgebender Gürtel Landes an der Versumpfung Anteil, so daß 1900 ha, das ist fast der fünfte Teil des Beckens, den größten Teil des Jahres hindurch ganz unzugänglich blieben. In trockenen Jahren fanden wohl auch Abtrocknungen statt, so daß ein Wasserspiegel nur in den tiefsten Depressionen bestehen blieb. Um so größer war in solchen Fällen die Fläche, welche sich an dem pestaushauchenden Fäulnisprozesse beteiligte.

2. Die älteren Meliorationsarbeiten.

Es wird berichtet, unter Kaiser Nero habe die Absicht bestanden, die wassererfüllten Niederungen um Ostia mit Hilfe der Abfallstoffe der Stadt Rom, welche von den unbeladen stromabwärts fahrenden Getreideschiffen transportiert werden sollten, auszufüllen. Bei dem sanitär ganz unbedenklichen Zustande der Gegend, welcher so lange herrschte, als bei geordnetem Salinenbetriebe für eine regelmäßige Wassererneuerung bezw. für die Erhaltung eines Wasserspiegels von annähernd konstanter Ausdehnung gesorgt wurde, dürfte sich dieser Meliorationsplan wohl auf einzelne kleine, zwischen den Dünen gelegene Seen oder Sümpfe bezogen haben.

Unter den Päpsten wurden zahlreiche Projekte ausgearbeitet, welche die Verhinderung der drohenden Verschlechterung der hydrographischen Verhältnisse der Umgegend von Ostia zum Gegenstande hatten. Das Hauptinteresse der Päpste blieb aber den Arbeiten an den pontinischen Sümpfen zugewandt.

Die Durchführung der im Auftrage der Società Pia Ostiense von Froyer projektierten Kolmation der Sümpfe mit Hilfe des Tiberschlammes scheiterte an einer verfehlten Anlage des Hauptzuleitungskanals.

Ebenso konnte eine Trockenlegung durch mechanische Wasserhebung mit Hilfe einer eigenartigen, nach den Plänen Guidis von Fumarali konstruierten Wasserschnecke nicht zum Ziele führen, da man eine Ableitung der Wässer der höher gelegenen Gebietsteile per Gravitation nicht vorgesehen hatte und der neu konstruierte Apparat nicht ausreichte, um die Wassermassen des ganzen Gebietes mechanisch auf die erforderliche Höhe zu heben.

Ein dritter Versuch, mit Hilfe eines von Moro konstruierten Motors, welcher die Energie der Meereswellen zur Verrichtung der Wasserförderungsarbeit ausnützen sollte, blieb gleichfalls erfolglos. Nach diesen fruchtlosen, mit großen Ausgaben verbundenen Versuchen der Società Pia Ostiense und der gezwungenen Einstellung des Salinenbetriebes durch diese Gesellschaft begann die Periode der rapiden Zunahme der Versumpfung, deren sanitäre Schädigung der Umgebung die unterdessen eingesetzte Regierung des Königreichs Italien zum Eingreifen zur Behebung dieser Mißstände veranlaßte. Zwei nacheinander zur Erstattung von Vorschlägen eingesetzte Kommissionen empfahlen nach eingehender Prüfung der Situation die Anlage von Schöpfwerken, während die Anhänger der Kolmation in zahlreichen Flugschriften ihre Ansichten verteidigten. Unterdessen wurde das Gesetz vom 11. Dezember 1878 erlassen, welches die Trockenlegung der Sümpfe von Ostia und Maccarese als Staatsangelegenheit erklärte.

Im Sinne dieses Gesetzes wurde im Jahre 1879 eine besondere Abteilung des Genio civile errichtet und mit der Aufstellung des Generalprojektes betraut. Die Leitung dieses Bureaus lag in den Händen Amendunis.

Nachdem sich dieses Amt für die mechanische Wasserhebung zum Zwecke der Trockenlegung der beiden Hauptsümpfe von Ostia und Maccarese entschieden hatte, wurde im Jahre 1884 durch das Ministerium für öffentliche Arbeiten neuerdings eine zu diesem Zwecke eingesetzte Abteilung des Genio civile mit der Verfassung des Detailprojektes und der Durchführung der

Arbeiten betraut. Diese selbst wurden am 26. November 1885 in Angriff genommen.

3. Die neuen Meliorationsarbeiten.

Ein wesentlicher Fortschritt gegenüber den früher in Anwendung gebrachten Systemen der Entwässerung liegt in der Einhaltung des Prinzips der Trennung der Niederschlagswässer in jene der Hochzone, das sind alle jene, welche pro Gravitation abgeführt werden können, von den Wässern der Tiefzone, d. h. jenen, welche nur durch mechanische Hebung auf ein höheres Niveau zum Abfließen gebracht werden können. Nachdem man sich für die Beibehaltung des Forma emissaria von Ostia als Hauptentwässerungskanal entschieden hatte, wurde das Grabensystem nach Maßgabe des für denselben erforderlichen Minimalgefälles trassiert. Hierdurch ergibt sich die Trennung der landseitigen Hänge des Beckens von dem tiefen Sumpfgelände durch die zwei Kanäle: Canale Allaciante del Dragoncello und Canale Allaciante della Lingua.

Beide münden in einen gemeinsamen Kanal, welcher als Fortsetzung der Forma emissaria die tiefen Sumpfteile in einer Länge von 705 m durchschneidet und fast auf dieser ganzen Strecke in einer Aufdämmung verläuft.

An der Vereinigungsstelle beider Gräben wurde der höchste vom Meere aus zu erwartende Rückstau zu + 1,35 m ermittelt und dortselbst eine Wassertiefe von 1,2 m vorgesehen. Den beiden Umfassungskanälen wurde ein Gefälle von 3 ‰ gegeben.

Mit Rücksicht auf die Pflanzenkultur wurde die Grabentiefe mit 1,9 m angenommen, so daß zwischen Terrain und Wasserspiegel im Graben ein Abstand von 0,7 m besteht und diese Umfassungsgräben entsprechend ihrer Längenentwicklung von ca. 5 km und dem angegebenen Gefälle das eigentliche Sumpfbecken im Niveau von + 2—3,5 m vom landseitigen Gehänge trennen. Nach den gleichen Prinzipien sind auf der Meeresseite die Umfassungsgräben: Canale Allaciante di Ostia und Canale Allaciante di Castel Fusano trassiert.

Ein fünfter Graben, Allaciante del Pantanello, führt nach Südost zum Rio di Tor Paterno, eine Abwässerung zum Meere ermöglichend.

Die charakteristischen Werte für das Netz der Umfassungsgräben finden sich in folgender Tabelle wiedergegeben:

Name des Kanals:	Länge	Ausmaß des Einzugsgebietes	Sekundlich abzuführende Wassermenge im Endprofile	Sohlenweite	
				am Anfange	am Ende
	m	km²	m³	m	m
Canale di Castel Fusano	4978,00	2,546	0,641	1,20	1,80
„ di Ostia	4409,80	2,500	0,630	1,30	1,60
„ del Dragoncello	4346,70	9,000	2,268	1,00	4,20
„ della Lingua	5015,20	15,600	3,931	2,00	4,20
„ del Pantanello	2749,88	1,900	0,428	2,00	5,00
Rio di Tor Paterno	1899,06	1,000	2,520	5,00	5,00
Canale della Acquae alte . . .	794,49	24,600	6,200	5,70	30,00

Die sekundliche Abflußmenge von 1 km^2 ist hierbei mit 0,252 m^3 angenommen. Es betrug nämlich die größte vom Osservatorio Romano beobachtete Tagesregenhöhe eines lange anhaltenden Landregens (im November 1854, und zwar 11 Tage mit zusammen 315,57 mm Niederschlag) 36,310 mm, das ist pro Sekunde 0,00042 mm. Von dieser Wassermenge sollten (nach Turazza) $^3/_5$, und zwar in der gleichen Zeit zur Ableitung gelangen können, also:

$$\frac{3}{5} \cdot \frac{0{,}03631 \text{ m}}{86400} \cdot 1000000 \text{ m}^2 = 0{,}252 \text{ m}^3.$$

Bot schon bei der ersten Anlage die Stabilisierung der Grabenböschungen in dem feinsandigen Boden Schwierigkeiten, welche eine teilweise Herabsetzung des Böschungsverhältnisses auf 1 : 2,25 erforderten, so zeigten sich auch später noch manche Übelstände infolge der Versandung der Forma emissaria, teils durch die von den Umfassungsgräben zugeführten Sinkstoffe, teils durch Einschwemmung von Sand bei hohem Seegange.

Durch Anlage einer Absperrvorrichtung der Forma gegen das Meer soll hiergegen Abhilfe geschaffen werden, indem man durch Schließung des Abschlußwerkes bei hohem Seegange das Eindringen des Sandes hindern will, anderseits bei niederen Außenwasserständen und plötzlicher Öffnung der Schleusen eine energische Spülung der Forma zu erreichen hofft.

Endlich soll das ganze landseitige Umfassungsgrabennetz durch Verbindung mit dem Rio di Tor Paterno teilweise entlastet werden.

Das Grabensystem zur Trockenlegung des inneren Sumpfgebietes umfaßt zwei Hauptsammelkanäle, welche von einem gemeinsamen, zu der Pumpenanlage führenden Stamme abzweigen und in den tiefsten Sumpfteilen nach Nordwest bezw. Südost hinstreichen. Der erstgenannte Arm reicht bis in die Gegend der vormaligen Salinen und nimmt eine Reihe von Nebensammelgräben auf. Der südöstliche Strang unterfährt zuerst den auf einem Aquädukte geführten Entwässerungskanal der Hochzone und durchzieht dann das ganze südöstliche Sumpfbecken. Die Nebensammelkanäle verlaufen in Entfernungen von 500 m parallel zueinander und nehmen die Entwässerungsgräben der verschiedenen Ordnungen auf. Da man selbst in den tiefsten Lagen des Sumpfes eine Wassersenkung auf 0,8 m unter Terrain forderte, diese Stellen aber selbst schon 0,8 m unter Meeresspiegel gelegen sind und außerdem auf eine die Trockenlegung des Terrains begleitende Setzung des Bodens um ca. 0,2 m Rücksicht zu nehmen war, so mußte die Grabensohle an diesen Orten bei 0,7 m Wassertiefe auf 2,5 m unter Meeresniveau verlegt werden.

Die Gräben erhielten ein Gefälle von 0,12 ‰ und Sohlenbreiten von 1—4,6 m. Die aus dem inneren Becken abzuführenden Wassermengen setzte Amenduni mit 0,189 m^3 pro 1 km^2 und 1 Sekunde fest. Der Grund dafür, daß hier den Berechnungen nur eine mittlere Regenhöhe von 16,29 mm pro Tag zugrunde gelegt wurde (gegenüber den 36,31 mm für die Berechnung der Kapazität der Umfassungsgräben), konnte aus den hier zur Benützung zur Verfügung stehenden Quellen nicht direkt ersehen werden.[1]) Doch ist wohl mit Gewißheit anzunehmen, daß die Projektanten hierbei nachstehenden

[1]) L. Rossi, La bonifica degli stagni di Ostia.

Gedankengang verfolgten: Für die Umfassungsgräben ist es unbedingt erforderlich, die höchsten Regenfälle in Betracht zu ziehen, da sonst das Wasser aus dem äußeren Gebiete durch Überströmen der Ringkanäle in das innere Sumpfgebiet gelangen würde und aus demselben durch Pumpen entfernt werden müßte. Außerdem erhöhen sich bei einer etwaigen übergroßen Dimensionierung dieser Gräben angesichts der geringen Terrainwerte nur die Anlagekosten. Würde man aber auch für das innere Kanalsystem die Gräben und Pumpen für die Abfuhr außerordentlicher Niederschläge einrichten, so würde die hierzu erforderliche Vertiefung oder Verbreiterung der Gräben auch eine Senkung des Wasserspiegels vor dem Pumpwerke zu Zeiten normaler Niederschläge im Gefolge haben, also neben der Erhöhung der Anlagekosten auch eine Steigerung der Betriebskosten infolge der Vergrößerung der Förderhöhe bedeuten. Hingegen ist es in Anbetracht des Umstandes, daß solche außerordentliche Regenfälle in Mittelitalien während der Vegetationsperiode nicht zu erwarten sind, gerechtfertigt, für solche seltene Fälle eine längere Pumpzeit zur Herstellung der normalen Wasserspiegelsenkung vorzusehen.

Die Daten des Kanalnetzes der Tiefzone sind in folgender Tabelle zusammengestellt:

Name des Kanals:	Länge m	Einzugsgebiet km^2	Sekundlich abzuführende Wassermenge m^3	Sohlenbreite m
Westlicher Hauptsammelkanal	3633,00	13,7599	2,6006	4,00
Westlicher Nebensammelkanal	3100,00	6,9681	1,3619	2,25
Östlicher Hauptsammelkanal	4182,63	3,5427	0,6695	1,50
Entwässerungsgräben I. Ordn. zusammen	11581,40	—	—	1,30
Entwässerungsgräben II. Ordnung . . .	6560,20	—	—	1,00

Auch hier stieß man bei der baulichen Durchführung des Grabennetzes auf mannigfache Schwierigkeiten. Die Böschungen konnten stellenweise erst bei einer Anlage von 1 : 2,25 zur Ruhe gebracht werden. Insbesondere aber verursachten die lokal bis zu 1,25 m betragenden Setzungen oftmals ein ganz bedeutendes Sacken der Gräben, welches einen Umbau erheischte. An anderen Stellen traten Aufquellungen der Grabensohle bis zur Höhe von 0,4 m auf; erst durch Verflachung der Grabenböschungen auf das Verhältnis 1 : 4, sowie längeres Ruhenlassen konnte hier das Endziel erreicht werden.

Der gemeinsame Teil der Hauptsammelkanäle der Tiefzone mündet in ein 20 m breites Becken mit gemauerten Seitenwänden. Die Stirnseite wird durch das Pumpenhaus abgeschlossen. Jenseits desselben setzt sich der Hauptkanal gleichfalls unter Vermittlung eines 20 m breiten Beckens mit gemauerten Seitenflügeln fort und mündet in den unweit der Pumpenanlage vorbeiziehenden, aus Nordwesten kommenden Umfassungsgraben Allaciante di Ostia.

Die mittlere Wasserspiegeldifferenz zu beiden Seiten des Pumpwerkes beträgt 2,5 m. Es sind nämlich die tiefen Mulden, in denen, wie oben an-

gegeben, der Wasserspiegel auf 1,8 m unter Meeresspiegel gesenkt werden sollte, vom Pumpwerke ca. 2500 m entfernt. Da der Hauptgraben auf dieser Strecke ein Gefälle von 0,12 ‰, das ist 0,3 m, besitzt, außerdem in unmittelbarer Nähe der Pumpen ein weiteres Gefälle — erfahrungsgemäß ca. 5 cm — erforderlich ist, und da das Wasserspiegelgefälle vom Pumpenhause bis zur Einmündung des Entwässerungsgrabens in das Meer, auf Normal-Null bezogen, ca. 0,35 m beträgt, so ergibt sich als Summe aller dieser Werte:

$$1{,}80 + 0{,}30 + 0{,}05 + 0{,}35 \text{ m} = 2{,}50 \text{ m}.$$

Die Wasserförderungsmaschinen sind in einem Maschinenhause untergebracht, dessen mittlerer Teil, der eigentliche Maschinenraum, ebenerdig gehalten ist, während die beiden flankierenden Teile einstöckig ausgeführt sind. (Siehe Fig. 485.)

Das ganze Haus hat eine Grundfläche von 750,25 m². Um bei der ziemlich bedeutenden Wasserspiegeldifferenz von im Mittel 2,5 m zu beiden

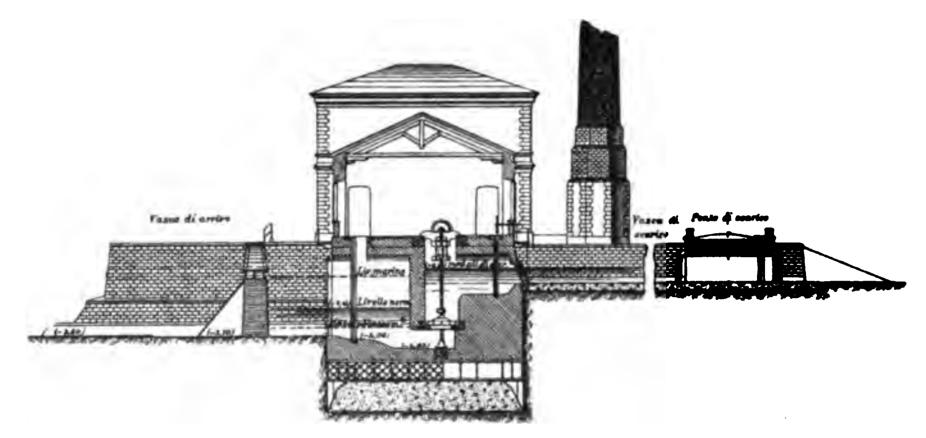


Fig. 485. Querschnitt durch das Pumpwerk von Ostia.

Seiten des Gebäudes eine sichere Fundierung auszuführen, mußte man eine in den Voruntersuchungen in 9 m Tiefe unter dem feinen Sande konstatierte mächtige undurchlässige Tonschichte zu erreichen suchen. Dies war angesichts des Wasserandranges und der Beweglichkeit des feinen Sandes am zweckmäßigsten durch eine Luftdruckgründung durchführbar und ist deshalb der ganze mittlere Gebäudeteil auf einem 9 m tief abgesenkten eisernen Caisson von 13,3 . 22,8 m = 303,24 m² errichtet. Bei Ausführung der Senkung des Caissons fand man, entgegen den Aufschlüssen der Probebohrungen, in der Tiefenstufe von — 3 bis — 5,5 m sehr feste Konglomerate, durch deren Vorhandensein man fast eine Änderung des Fundierungsplanes hätte eintreten lassen, indem man die Absicht hatte, die über Terrain hervorragenden Teile des schon zu bedeutender Höhe aufgemauerten Caissons nach dessen festem Aufsitzen auf dem Konglomerate wieder abzutragen. Doch wurde nach einer längeren Pause nochmals eine weitere Senkung nach dem alten Plane vorgenommen und nach Erreichung der Tonschichte in der Tiefe von — 8,5 m beendigt.

Für die Fundierung der seitlichen Gebäudeteile waren zuerst Grundpfähle projektiert. Nachdem aber zufolge der beim Absenken des Caissons gemachten Erfahrung die Einbringung der Grundpfähle in den von Konglomeraten durchsetzten Sand sich als aussichtslos erwiesen hatte und ein Versuch, Spundwände bis auf das Konglomerat einzurammen, im Schutze derselben die Fundamentgruben auszuheben und mit Beton zu füllen, daran gescheitert war, daß es unmöglich war, bei der so ungleichen Widerstandsfähigkeit des Bodens eine Spundwand herzustellen, welche dem massenhaft zudringenden Wasser und Sande Halt gebieten konnte, verwendete man aus Holz gezimmerte viereckige Brunnen, welche vom Grunde der 1,5 m tief ausgehobenen Baugrube noch 1,4 m tief abgesenkt wurden. Diese Brunnen waren aus 6 cm starken Pfosten gezimmert, 2 m breit, von verschiedener Länge und mit einer eisernen Schneide ausgerüstet. Sie wurden nach Maßgabe des Fortschreitens der Ausbaggerung durch Schlegelhiebe vorgetrieben und nach Erreichung der gewünschten Tiefe unter Wasser mit Beton gefüllt. Hierbei wurde die Mischung des Betons für die untersten Lagen sehr fett gemacht, um dem Konglomerate durch Einschwemmen von Zement noch größere Festigkeit zu verleihen.

Die Wasserhebung erfolgt durch Horizontalkreisel nach dem System Pillon, ausgeführt von der Società Veneta di construzioni e fonderia di Treviso. Für die Wahl dieser Fördermaschine gegenüber Zentrifugalpumpen mit horizontaler Achse sprach die leichtere und raschere Aufstellbarkeit, die allzeit leichte Zugänglichkeit, sowie die Billigkeit derselben. Im ganzen sind vier Kreisel aufgestellt, und zwar je zwei von 1555 und 996 mm Kreiseldurchmesser und 131 bezw. 249 Umdrehungen pro Minute bei 10,64 bezw. 12,95 m Umfangsgeschwindigkeit. Die Kreisel werden von zwei liegenden Compound-Maschinen mit je 39 HP. durch Kegelradübersetzung angetrieben. Der Hochdruckzylinder besitzt 350, der Niederdruckzylinder 600 mm Durchmesser, der Kolbenweg beträgt 800 mm. Zur Dampferzeugung dienen drei Flammenrohrkessel Type Lancashire mit Gallowayschützen; die Heizfläche pro Kessel beträgt 70 m².

Das Pumpwerk trat am 16. Dezember 1889 in Tätigkeit. Damals bestanden im Sumpfgebiete nur die alten Kanäle der Salinen. Dennoch war nach elfstündigem Betriebe der Pumpen der Wasserspiegel, welcher anfangs + 30 cm betragen hatte, in der Umgebung des Pumpwerkes auf — 1,7 m gesenkt worden, während im Sumpfgelände selbst der Wasserstand erst um einige Zentimeter abgenommen hatte. Nachdem einige provisorische Gräben gezogen und verschiedene Abflußhindernisse beseitigt worden waren, konnte am 22. Dezember nach 116 stündigem, mehrfach unterbrochenem Pumpenbetriebe eine allgemeine Senkung des Wasserspiegels um 50 cm, das ist auf — 0,2 konstatiert werden. Vom 24. Dezember an konnten die Pumpen 128 Stunden in ununterbrochener Tätigkeit erhalten werden. Hiermit wurde eine Senkung des Wasserspiegels erreicht, welche bei dem Pumpwerke — 2 m betrug, während im Sumpfbecken die früher wasserbedeckten Flächen allenthalben vom Wasser befreit erschienen. Mit dem Fortschreiten des Ausbaues des Grabennetzes verkürzten sich auch die Arbeitsperioden des Pump-

werkes. Derzeit werden die Pumpen in Aktion gesetzt, wenn der Wasserspiegel im Zubringer auf — 1,5 gestiegen ist, und wird der Pumpenbetrieb eingestellt, wenn das Niveau von — 2,70 erreicht ist. Der große Spielraum, in welchem sich der Abflußkoeffizient und in der gleichen Weise auch die Länge der Pumpperioden durch den verschiedenen Feuchtigkeitszustand des Bodens bei Eintritt einer Regenperiode bewegen, läßt sich aus folgender, den ersten Betriebsjahren entsprechender Tabelle entnehmen.

Zeitraum:	Pumpzeit in Stunden [1])	Regenhöhe in diesem Zeitraume in Millimeter	Pumpzeit pro Millimeter Regenhöhe:	
			wenn auf das im Sommer ausgetrocknete Land gefallen	wenn auf das in der vorhergehenden Zeit angefeuchtete Land gefallen
1. September bis 21. November 1890	456 3/4	284,0	1 Std. 38 Min.	—
21. November 1890 bis 1. März 1891	1304 1/4	263,0	—	4 Std. 57 Min.
1. September bis 21. November 1891	386 1/2	306,9	1 Std. 16 Min.	—
21. November 1891 bis 1. März 1892	1178 3/4	259,1	—	4 Std. 32 Min.
1. September bis 21. November 1892	213 3/4	219,9	58 Min.	—

Es bleiben noch die Kosten dieses Meliorations-Unternehmens zu besprechen.

Dieselben umfassen folgende Hauptposten:

I. Terrainerwerb und sonstige Verpflichtungen den Besitzern gegenüber:

Terrainerwerbung	58860	Lire.
Brückenbauten	120000	„
Einzäunung der Gräben	179700	„
Schadloshaltung für vorübergehende Terrainbenützung	20000	„
Diverses	6000	„
Zusammen	384560	Lire.

II. Durchführung der Entwässerung:

Erdarbeiten	565244	Lire.
Kleinere Objekte	9000	„
Pneumatische Fundierung	206047	„
Die übrigen Fundierungen	21692	„
Summe der Hochbauarbeiten	340831	„
Zusammen	1142814	Lire.

III. Lieferung und Aufstellung der Maschinen:

Nach Kontrakt zusammen	90079	Lire.
Summe der Anlagekosten	1617453	Lire.

[1]) Diese Angabe ist auf die Betriebsdauer einer Maschine mit 39 HP. reduziert.

Jährliche Betriebskosten:

Personal	12000 Lire.
Kohlen, 300 t à 4,50 Lire = ...	13500 „
Sonstige Betriebsauslagen	12000 „
Summe der Betriebskosten	37500 Lire
zu 5 % kapitalisiert	750000 „

Jährliche Unterhaltungskosten:

Reinigung und Krautung der Kanäle	4000 Lire.
Erhaltung der Objekte	2500 „
„ „ Verzäunung	8500 „
Aufsichtspersonal	2880 „
Summe der Unterhaltungskosten	17880 Lire
zu 5 % kapitalisiert	357600 „

Es entfällt demnach auf 1 ha:

Anlagekosten	851,47 Lire.
Betriebs- und Unterhaltungskosten zu 29,19 Lire kapitalisiert	583,80 „
Somit der Kapitalswert pro Hektar aus den Kosten	1435,27 Lire.

Bei einer mittleren Betriebsdauer von 1200 Stunden im Jahre entfällt somit pro Pferdekraftstunde:

Betriebskosten	0,04 Lire.
Amortisation der Maschinenanlage (60 Jahre)	0,05 „
Zusammen	0,45 Lire.

Die Förderung von 1 m³ auf 2,5 m mittlere Höhe kostet:

Betriebskosten	0,00370 Lire.
Amortisationskosten	0,00047 „
Zusammen	0,00417 Lire.

Nachdem durch Errichtung des Pumpwerkes von Ostia der erste Schritt zur Zerstörung des Fieberherdes, den diese Sümpfe ehemals bildeten, gemacht worden war, konnten sich bei der rasch abnehmenden Gefahr der Malariaerkrankungen nun auch Ansiedler im Gebiete von Ostia dauernd niederlassen und das durch die hydraulische Melioration begonnene Werk durch Einleitung speziell landwirtschaftlicher Verbesserungen weiter ausgestalten.

Unter den kolonisatorischen Unternehmungen im Gebiete der entwässerten Sümpfe von Ostia verdienen die Bestrebungen der Colonie agricole de Ostia, fondata della associazione generale cooperativa degli operai-braccianti del Comune di Ravenna besondere Beachtung.

Als eine Reihe von Mißernten einen großen Teil der durch die allgemeine finanzielle Krise ohnehin schon hart mitgenommenen Pächter außerstand setzte, ihre Pachtverträge zu erneuern, bezw. die Bewirtschaftung der Pachtgüter fortzusetzen, und eine große Anzahl landwirtschaftlicher Arbeiter sich hierdurch in die ungünstige Lage versetzt sah, schlossen sich im Jahre 1883 ca. 300 Arbeiter aus der Gegend von Ravenna zusammen, um auf eigene Rechnung und Gefahr die Ausführung umfangreicher staatlicher Ar-

beiten übernehmen zu können und, gesichert vor der Ausbeutung durch gewissenlose Unternehmer, durch die eigene Kraft sich aus ihrer trostlosen Lage herauszuarbeiten. Anfangs unter dem Mangel an Betriebskapital leidend — das Vermögen der Gesellschaft bestand nur aus den zur Erwerbung der Aktien à 24 Lire geleisteten monatlichen Einzahlungen der Mitglieder — konnte die Gesellschaft doch schon in den Jahren 1883 und 1884 Arbeiten im Betrage von 121833,85 Lire ausführen und hiervon 9028 Lire in Rücklage bringen. Dieser erste Erfolg hatte den Anschluß weiterer Arbeiter zur Folge, so daß die Gesellschaft bald 2000 Teilnehmer zählte. 260 ha Landes wurden gepachtet und in eigener Regie bewirtschaftet.

Um sich auch für die Winterszeit ausreichende Beschäftigung und Verdienst zu sichern, übernahm die Genossenschaft die Bonifikationsarbeiten im Agro Romano, wo ein täglicher Verdienst von ca. 3 Lire gegen 1,5 Lire in der Heimat möglich war. Waren die Arbeiter von Ravenna anfangs nur als Erdarbeiter zur Winterszeit in den Agro Romano gezogen, so siedelten sie sich nach Ausführung der Trockenlegung der Sümpfe von Ostia als Kolonisatoren dauernd an. Während 1891/92 erst fünf Familien sich seßhaft gemacht hatten und ca. 50 ha Landes bebauten, haben heute ca. 40 Familien teils in dem von der Gesellschaft rekonstruierten Ostia, teils in den neuerrichteten Zweifamilienhäusern der Kolonie ständigen Wohnsitz genommen und liegen der Bestellung von 350 ha Landes ob, welche Fläche ihnen vom Staate zur Benützung überlassen wurde. 250000 Lire hat die Gesellschaft für die landwirtschaftliche Erschließung des Gebietes verausgabt. Ein Teil dieser Summe wurde der Kolonie von dem König Humbert als Zeichen huldvoller Anerkennung der Bestrebungen einer rührigen Arbeiterschaft gespendet. Die Kolonie erhält in Ostia eine Schule für 50 Kinder.

Der Reingewinn des landwirtschaftlichen Betriebes der Kolonie Ostia wird folgendermaßen aufgeteilt:

40 % als Altersversorgungsfonds,
40 „ als Reservefonds für den Fall des Verlustes der Kolonie und zum weiteren Ausbau derselben,
20 „ gelangen an die Kolonisten zur Verteilung.

4. Spezielle genossenschaftliche Meliorationen im Gebiete des Agro Romano.

Allgemeine Übersicht.

Zur Ausführung der in dem zitierten Gesetze vom 11. Dezember 1878 im Gebiete des Agro Romano vorzunehmenden genossenschaftlichen Meliorationsarbeiten waren 91 Wassergenossenschaften gebildet worden. Dieselben umfaßten ein Gebiet von 205523,64 ha und hatten projektgemäß 1858880,92 m Grabenarbeiten mit einem veranschlagten Kostenaufwande von 2000362,88 Lire durchzuführen. Hiervon war jedoch bis zum 30. Juni 1898 erst zirka die Hälfte, nämlich 931778,90 m Graben mit einem Aufwande von 1228899,81 Lire ausgeführt. 31 dieser Genossenschaften liegen innerhalb des Bonifikationskreises von 10 km Radius, für welchen die Vornahme sowohl der wasserbautechnischen als auch der speziell landwirtschaftlichen Melioration anbefohlen

worden war. In diesem Gebiete war die Ausführung eines 546566 m umfassenden Grabennetzes vorgeschrieben worden und waren bis 30. Dezember 1898 hiervon 416162 m ausgeführt. Hierdurch war die Möglichkeit der Entwässerung für 2859 ha, das ist für 71,7 % der 3636 ha umfassenden entwässerungsbedürftigen Fläche innerhalb des Bonifikationskreises beschafft.

Die 31 Genossenschaften umfassen 118 Gutswirtschaften. 16 derselben, 14 Besitzern gehörig und 2708 ha umfassend, haben die vorgeschriebenen Arbeiten ganz durchgeführt, 30 Güter (19 Besitzer) mit 5184 ha haben die Arbeiten begonnen, dagegen wurde auf 66 Gütern mit 11490 ha noch gar nichts unternommen. Drei Güter mit 607 ha wurden expropriiert, geteilt und wieder verkauft, drei Güter mit 260 ha in Bauplätze und Pferdezuchtanlagen umgewandelt.

Vor Besprechung einzelner wasserbautechnischer Details der Melioration des Agro Romano erübrigt noch, einen Überblick auf die Änderung der sanitären Verhältnisse innerhalb des meliorierten Gebietes zu werfen.

Am rechten Tiberufer, wo die wenigsten Arbeiten ausgeführt wurden, hat die Bevölkerungszunahme seit 1888 nur 226 Köpfe betragen. Hingegen zeigt sich am linken Tiberufer ein Zuwachs von 1946 Köpfen. Kommt hierin schon eine Besserung der sanitären Verhältnisse zum Ausdrucke, so spricht die Abnahme der Zahlen der Erkrankungen, besonders aber der schweren Malariafälle noch deutlicher für den Erfolg der Melioration. Die Statistik liefert folgende Zahlen:

Zahl der Erkrankungen.

Intensität der Fälle:	Im Agro Romano		Im Suburbio	
	1888	1899	1888	1899
Leichte	142	165	1043	553
Schwere	70	10	402	6
Tödliche.	2	2	35	0

Auf 1000 Einwohner und das ganze Gebiet bezogen:

	1888	1899
Leichte Fälle.	150,6	60,0
Schwere „	60,0	2,0
Tödliche „	4,6	0,2

Dieser Rückgang, namentlich in bezug auf die Zahl der schweren und tödlichen Fälle, ist sehr zufriedenstellend.

Von den speziellen Meliorationsanlagen sollen nun nachstehende näher besprochen werden.

IV. Die Meliorationsanlagen des Gutes „Tenuta della Caffarella“ im Agro Romano.

Die Tenuta della Caffarella, ein dem Fürsten Torlonia gehörendes und an die Gebrüder Nardi verpachtetes Landgut, ist eine jener Wirtschaften

innerhalb des Bonifikationskreises im Agro Romano, auf welchen die durch das Gesetz angeregten Meliorationsarbeiten tatsächlich zur Ausführung gelangt sind. In dem Pachtvertrage, den die Gebrüder Nardi, welche schon früher das Gut bewirtschaftet hatten, für den Zeitraum von 1890—1902 neu abschlossen, verpflichteten sich dieselben, auf der Besitzung verschiedene Meliorationen durchzuführen, deren Kosten zum Teile vom Besitzer (Stallbauten und Reparaturen, Milchkelleranlage und Straßenbauten zum Pauschalpreise von 34000 Lire), zum Teile vom Pächter getragen werden sollten. Zu letzterer Gruppe von Arbeiten gehörten namentlich die Entwässerung eines Teiles des Gutes, sowie die Anlage von bewässerten Wiesen, Klee- und Luzernefeldern. Für die Durchführung der Entwässerung wurde von den Pächtern eine Auslage von 9000 Lire gemacht, trotzdem der Pachtzins für das 247 ha umfassende Gut bereits 20700 Lire, d. i. 83,84 Lire pro Hektar, beträgt.

Bei Übernahme der Wirtschaft im Jahre 1883 umfaßte dieselbe:

Wiesen unter Schnitt	87,76	ha.
Weiden	142,38	"
Gräben, Gebäude, Straßen, Puzzuolangräben und unproduktives Land	15,71	"

Das Wiesenland war zu jener Zeit fast ganz versumpft. Nach Eingehung des zweiten Pachtvertrages erfolgte nachstehende Änderung der Bewirtschaftungsweise:

Wintergetreide	54	ha.
Hackfrüchte	36	"
Wiesen	66	"

26 ha der Wiesen sind bewässerbar.

Technisch interessant ist die Verwendung des durch die Drainage gesammelten Wassers, sowie des Quellwassers zur Wiesenbewässerung.

Da die Ursache der Versumpfung weniger in der Undurchlässigkeit des Bodens als vielmehr in dem Auftreten zahlreicher Quellen zu suchen ist, denen trotz des Vorhandenseins von genügendem Gefälle des Terrains nach dem Hauptrezipienten infolge der muldenförmigen Terrainkonfiguration kein hinlänglicher Abfluß geboten ist, beschränkt sich die Entwässerung hauptsächlich auf die Fassung und Ableitung dieser Quellen. Die von denselben gelieferten Wassermengen sind jedoch zu groß, um in Drainageröhren abgeführt werden zu können; anderseits hätte die Anlage offener Gräben bei dem unregelmäßig über das ganze Gebiet verteilten Auftreten der Quellen eine höchst unzweckmäßige Zerstücklung und den Verlust bedeutender Flächen im Gefolge gehabt. Deshalb zogen die Pächter es vor, einen einzigen offenen Entwässerungsgraben, der Hauptmulde des Gebietes folgend, zu ziehen, die einzelnen Quellen durch Steindrains zu fassen und in diesen Graben abzuleiten. Die Steindrains sind aus plattig brechenden Steinen, wie selbe in der Umgebung des Baufeldes vorkommen, dohlenförmig mit einer Lichtweite von ca. 40 . 40 cm errichtet.

Im ganzen wurden 12130 m Steindrains zu dem Preise von 0,70 Lire pro lfd. Meter angelegt.

Einschließlich der Anlage des offenen Hauptgrabens, sowie der Zuschüttung einer Anzahl bestehender Gräben von geringer Tiefe wurden für

die Entwässerungsarbeiten 8991 Lire, d. i. 359 Lire pro Hektar, ausgegeben. Der unterste Teil des offenen Grabens dient gleichzeitig als Hauptzubringer für die Bewässerung der in den tief gelegenen Gutsteilen errichteten Wässerwiesen.

Das durch die Drainage den hoch gelegenen Gründen entzogene Wasser wird in diesem Grabenteile durch mehrere Schützen angestaut und in ein Netz von Bewässerungsgräben übergeführt. Einige separat abgefaßte, besonders hoch gelegene, trotzdem aber sehr ergiebige Quellen gestatten die Einbeziehung einiger höher gelegener Wiesen in das Bewässerungssystem.

Die Bewässerungsgräben sind teilweise ausgepflastert. Die Bewässerung erfolgt durch Grabeneinstau, Überstauung und Berieselung. Die Erträge des durch die Melioration aus fast ertraglosen Sumpfflächen gewonnenen Kulturlandes sind ganz erstaunliche.

Von Luzerne (bewässert) werden jährlich 5—8 Schnitte gewonnen, welche pro Hektar 450—800 q Grünfutter liefern. Klee liefert in 5 Schnitten 640 q, Mischfutter 5 Schnitte mit zusammen 1000 q pro Hektar und Jahr. Einzelne nicht bewässerbare Schläge werden, um im Spätherbste und zeitigen Frühjahre Grünfutter zu gewinnen, mit einem Gemisch von Bohnen mit Hafer oder Gerste, oder von Bohnen mit Hafer oder Gerste und Inkarnatklee angebaut und hiervon 2 Futterschnitte mit 2400 q pro Hektar gewonnen. Winterkorn liefert im Mittel 14,3 q, Mais 27,7 q Körner, Futterrüben 140 q Wurzeln pro Hektar.

Auf der Tenuta della Caffarella werden ca. 130 Stück Rindvieh, darunter ca. 100 Milchkühe — Angehörige der Schwyzer, holländischen und lombardischen Rasse, sowie Kreuzungen zwischen lombardischen Kühen und Maremmenstieren — gehalten. Die Jahresproduktion an Milch wird mit 2400 l pro Kuh angegeben.

Zur Zeit der Eingehung des Pachtvertrages mit Verpflichtung zur Meliorierung des Landgutes waren die sanitären Verhältnisse der Gegend so ungünstig, daß in der heißen Jahreszeit die Gehöfte fast ganz unbewohnbar waren. Derzeit ist die Wirtschaft ständig von ca. 70 Personen bewohnt. Malaria tritt nur selten, und zwar in ihren leichteren Formen auf.

Die von den Pächtern der Tenuta della Caffarella durch die Sanierung der Gegend, Einführung intensiver Bewirtschaftung und Verbesserung auf dem Gebiete der Tierzucht erworbenen Verdienste wurden von seiten der Regierung durch Verleihung von einer goldenen und vier silbernen Medaillen, sowie von Geldpreisen von zusammen 6000 Lire gewürdigt.

V. Tenuta Cervelletta und Bocca di Leone.

Ein weiteres Beispiel der innerhalb des Bonifikationskreises im Agro Romano erfolgreich durchgeführten Meliorationen bieten die Wirtschaften Bocca di Leone und Cervelletta.

Ersteres Landgut ist ungefähr 7 km von der Porta Maggiore an der Via Collatina gelegen und wurde im Jahre 1891 expropriiert, in Lose geteilt und wieder verkauft.

Zur Zeit der Expropriation umfaßte die Wirtschaft 49 ha Wiesen, 61 ha Weiden und 20 ha Ackerland. Von den Käufern wurden für die Errichtung neuer Gebäude, Straßen, Brunnen, Baumpflanzungen und Bodenmeliorationen, sowie für die Einstellung von Vieh 147693 Lire verausgabt. Von dieser Summe entfallen 45000 Lire auf die Anlage von bewässerbaren Wiesen. Hier, wie in der 2 km weiter entfernt gelegenen Tenuta della Cervelletta, einem Gute von 253 ha, Besitz des Fürsten Antonio Salviati und von lombardischen Pächtern bewirtschaftet, wurde die Kultur der „Marcite“ aus Oberitalien nach Mittelitalien eingeführt. In Bocca di Leone wurden 12,5 ha Marcite und außerdem 21,14 ha Wässerwiesen für Sommernutzung (prati Lodigiani) und 7,45 ha bewässerbare Luzernefelder angelegt.

Zur Bewässerung dient auch hier das durch die Drainierung von 40 ha durch das Auftreten von Quellen (Austritte verfallener antiker Wasserleitungen) ganz versumpfter Terrains gewonnene Wasser. Die Anlage der Kunstwiesen erforderte sehr kostspielige Planierungen, Verschüttung offener Gräben und Errichtung von Steindrains.

In Cervelletta wurden in gleicher Weise 50 ha entwässert und Wässerwiesen für ganzjährige bezw. Sommernutzung angelegt. Die 1895 zum ersten Male in Mittelitalien probeweise eingeführten Winterwiesen („Marcite“) sind nach dem Systeme des künstlichen Rückenbaues angelegt. Die einzelnen Wiesentafeln sind ca. 150 m lang und 8—12 m breit mit einem Quergefälle von 1 : 100.

Die Anlage von 1 ha Marcite kostet 600—3000, im Mittel ca. 1200 Lire. Während des Winters werden diese Wiesen ununterbrochen bewässert, und ermöglicht die Wassertemperatur, die selten unter 12° C. herabgeht und bedeutend höher ist als die Lufttemperatur zur Winterszeit, ein kontinuierliches Pflanzenwachstum.

Zirka acht Tage vor dem ersten Schnitte wird mit der stetigen Bewässerung aufgehört und während des übrigen Jahres bei kühlem Wetter in Intervallen von 15—20 Tagen, bei heißem Wetter in Zwischenräumen von 8—10 Tagen eine Bewässerung gegeben.

Die Marcite Mittelitaliens liefern sieben bis neun Schnitte, und zwar wird pro Hektar auf den ersten bis vierten Schnitt im Durchschnitte ein Ertrag von je 45 q, auf den fünften bis neunten Schnitt je 30 q Gras, zusammen **330** q Heu gerechnet.

Die nur im Sommer bewässerten Wiesen (prati a la Lodigiana) liefern bis fünf Schnitte und geben beim ersten bis dritten Schnitt à 50 q, beim vierten und fünften Schnitt à 35 q, zusammen **220** q Heu und eine gute Weide. Luzerne ergibt bis fünf Schnitte mit zusammen **230** q und eine Weide im November, während früher nur ein Heuschnitt und eine Weide erzielt wurden. Der Bodenwert pro Hektar betrug vor der Melioration bis 1500 Lire, nach derselben 3500 Lire und darüber. Der Preis des Heues schwankt bei guter Qualität zwischen 5 und 9 Lire, bei schlechterer Qualität zwischen 3 und $3^1/_2$ Lire pro Meterzentner. Alle Wiesen werden jährlich mit Kompost gedüngt.

H. Kolmationsanlagen.

I. Die Kolmation der toskanischen Maremmen bei Grosseto (Italien).

Diese Stadt ist die größte Ansiedelung innerhalb der berüchtigten Maremmen Toskanas. Wenngleich diese Sümpfe einen großen Teil ihrer Schrecken durch die jetzt schon fast ein Jahrhundert hindurch in denselben ausgeführten Trockenlegungsarbeiten (Kolmationen) verloren haben, so wird es doch noch einer Reihe von Jahren angestrengtester Arbeit bedürfen, um die Zerstörung des Seuchenherdes, von dem sich die Malaria über eine Fläche von 192480 km² ausbreitete und 90000 Einwohner den ungünstigsten Lebensbedingungen aussetzte, durchzuführen und das ehemalige Sumpfgebiet allenthalben in ertragreiches Ackerland überzuführen.

Es wird nicht überflüssig sein, hier dem Feinde selbst, der Malaria, welche die Kunst des Ingenieurs aus dem Gebiete ihrer unumschränkten Herrschaft vertreiben und für alle Zeiten vernichten soll, einige Aufmerksamkeit zu widmen.

Schon den alten Völkern war bekannt, daß das Sumpffieber, die Malaria, welche eine den ganzen Körper befallende Mattigkeit mit periodisch wiederkehrenden Schüttelfrösten als Hauptsymptome der Krankheit aufweist und den Erkrankten durch fahles Aussehen leicht erkennen läßt, nur in der Nähe versumpfter Gegenden auftritt, daß die Gefahr der Erkrankung im Sommer und Herbst größer ist als zu anderen Jahreszeiten und der Aufenthalt im Freien, besonders am Nachmittage, am Abend und bei Nacht, gefahrbringend ist, daß endlich tiefe Lagen um vieles ungesunder sind als unmittelbar benachbarte Hügel, ja daß sogar der erste Stock der Häuser dem Erdgeschosse gegenüber ganz bedeutend sicherer ist. Diesen Beobachtungen konnte erst die Epoche der bakteriologischen Forschung neue, das Wesen der Krankheit betreffende Untersuchungen hinzufügen.

Als Ursache der Krankheit erkannte der französische Arzt Laveran im Jahre 1880 einen Blutparasiten, der immer im Blute der an Malaria Erkrankten vorzufinden ist. Während man den Entwicklungsprozeß dieses Keimes rasch in allen Phasen seines Lebens im menschlichen Blute beobachten lernte und durch die Forschungen Golgis, eines italienischen Bakteriologen, der periodische Verlauf der Fieberparoxysmen mit dem ebenso periodisch verlaufenden Prozesse der ungeschlechtlichen Fortpflanzung des Parasiten in Zusammenhang gebracht wurde, blieb die Frage über die geschlechtliche Fortpflanzung des Bakteriums, sowie jene nach dem Wege, auf dem der Parasit in den menschlichen Körper gelangt, lange in tiefstes Dunkel gehüllt.

Obwohl schon Laveran und nach ihm Manson und Bignami den Zusammenhang der Infektion mit Mückenstichen annahmen, konnte hierfür der Beweis nicht erbracht werden. Erst die Untersuchungen des englischen Bakteriologen Ronald Roß über die Übertragung von Blutparasiten der Vögel durch Mücken, welche den Keim mit dem Blute ansaugen, die Beobachtung, daß diese Parasiten aus dem Mückenmagen den ganzen Leib der Mücke durchschwärmen, bis in die Speicheldrüsen gelangen und

von dort durch den Stich der Mücke auf andere Tiere übertragen werden, gleichzeitig mit der Feststellung der Tatsache, daß die geschlechtliche Fortpflanzung des Bakteriums ausschließlich im Mückenleibe stattfindet, ließ zuerst per analogiam denselben Weg der Übertragung auch für die Malaria annehmen, bis es dem Zoologen Grassi, einem eifrigen Mitgliede der italienischen Gesellschaft zur Erforschung der Malaria, gelang, unter den Moskitoarten die Familie Anopheles (Zanzare) als die Malariaüberträger zu erkennen.

Hiermit sind alle Phasen der Entwicklung des Malariakeimes, welcher zur Familie der Coccidien gehört, bekannt geworden.

Derselbe gelangt durch den Mückenstich in das menschliche Blut, woselbst er sich ungeschlechtlich vermehrt, kehrt bei dem Sauggeschäft der Mücken in den Mückenleib zurück, in dem er sich geschlechtlich wie ungeschlechtlich vermehren oder Dauerformen bilden kann, jedoch niemals von der Mücke selbst auf das Ei oder die Larve der Mücke übergeht. Die junge Mücke kann deshalb immer erst, nachdem sie den Keim mit dem Blute eines Malariakranken eingesaugt, als Überträger der Malaria fungieren. Diese Theorie findet, wie Dr. Fischer gelegentlich seiner Studienreise in Amerika 1901 in Erfahrung gebracht hat, eine glänzende Bestätigung in den neuen Beobachtungen, welche von den Gesundheitsämtern der Staaten New-York und Massachusetts gesammelt wurden. Bei den Forschungen dieser Institute über das Umsichgreifen der Malaria in den Hafenorten der atlantischen Küste der Vereinigten Staaten wurde die Tatsache konstatiert, daß die Malariamücke Anopheles an diesen Küsten weit verbreitet ist, der Stich derselben jedoch nur an den Orten die Malaria im Gefolge hat, wo italienische Hafenarbeiter in Verwendung stehen. Dies deutet darauf hin, daß die Mücke selbst erst durch das kranke Blut der Einwanderer infiziert wird. Auf diese Erfahrungstatsachen stützt sich die Aufstellung der theoretischen Forderungen zur Vernichtung der Malaria.

Dieselben sind: Vernichtung des Keimes im Blute des Menschen durch Chiningaben, oder durch die gegenwärtig im Stadium der Erforschung befindliche Schutzimpfung, oder durch Vernichtung der Mückenfamilie Anopheles durch Entziehung der Brutstätten, das ist die Beseitigung von Ansammlungen stehenden Wassers. Wäre es möglich, in einem Winter alle Malariakranken durch Chinin zu heilen, so könnte bei dem nur eine Saison währenden Leben der Malariamücke die nächste Generation keinen Keim zur Übertragung mehr vorfinden. Diese Ausrottung der Fieberplage mit einem Schlage ist demnach ein Postulat, dem die Praxis nicht nachkommen kann. Immerhin ergeben sich daraus die Mittel, mit welchen der Kampf gegen die Malaria geführt werden muß, bezw. ist zu ersehen, daß die Möglichkeit vorhanden ist, die Malariaplage zu reduzieren.

Als Zwischenmaßregel hat sich die Verwahrung der Wohnungen durch Schutznetze an Fenster und Türen, wie auch das Tragen von Gesichts- und Hand-Schutznetzen, wie dasselbe namentlich von den Angestellten der Eisenbahnen in den Malariagegenden geübt wird, als äußerst wirksam erwiesen.

Dem Techniker fällt in dem Kampfe gegen das Fieber die Aufgabe zu, die stehenden Wasseransammlungen — die Mückenbrutstätten — zu beseitigen. Auf welchem Wege dies zu erreichen ist, wird wohl ausschließlich von den lokalen Umständen abhängig gemacht werden müssen.

Ein bisher ganz unbekanntes Moment aus dem Entwicklungsprozesse der Anopheles hat Kerschbaumer bei seinen Malariaforschungen, welche derselbe im Maria Theresia-Seehospiz zu San Pelagio bei Rovigno in Istrien während der letzten zwei Jahre ausgeführt hat, beobachtet.

In der diese Arbeiten behandelnden Schrift: Dr. Fritz Kerschbaumer, „Malaria, ihr Wesen, ihre Entstehung und Verhütung", Wien und Leipzig, Verlag W. Braumüller, 1901, findet sich in dem Kapitel 21 „Brutstätten der Stechmücken" auf S. 107 der Satz: 9. Die Stechmücken entwickeln sich nicht in Wasserkörpern, welche tiefer sind als durchschnittlich 1 m. Vorläufig erwähnt der Beobachter zur Begründung dieser Gesetzmäßigkeit den Umstand, daß die Larven sich zur Vollziehung der Häutung auf den Boden der Wasseransammlung begeben müssen, und daß dieselben bei Wassertiefen, welche 1 m übersteigen, nicht genug Kraft besitzen, um nach vollzogener Häutung wieder an die Oberfläche emporzusteigen.

Für den Hydrotechniker würde aus dieser Erfahrung, welche nicht nur durch direkte Beobachtungen Kerschbaumers, sondern auch durch eine Reihe von Beispielen aus der Praxis gestützt ist, ein äußerst wertvoller Anhaltspunkt für die Projektierung der Minimaltiefen der Abzugsgräben, sowie etwaiger unter Wasserbedeckung zu belassender Gelände gegeben sein.

In Italien stehen sich zwar zwei Meinungen gegenüber, indem ein Teil der Techniker der Kolmation, ein anderer Teil der mechanischen Wasserhebung — die Entwässerung durch kontinuierlichen Ablauf kann bei der tiefen Lage der Sumpfländer dem Meere gegenüber wohl nur ausnahmsweise allein in Anwendung kommen — einen besseren Erfolg zumißt. Jedenfalls ist zu bedenken, daß Kolmationen selbst bei dem ganz exzeptionellen Sinkstoffreichtume der Apenninenflüsse sehr große Zeiträume in Anspruch nehmen und die Kosten der durch Kolmation gewonnenen Landflächen keineswegs gering sind. Ob demgegenüber die mechanische Wasserhebung, welche ein etwas breiteres Grabensystem fordert, um mit dem Gefälle die ohnehin bedeutenden Betriebskosten zu reduzieren, einen Nachteil bedeutet, kann wohl schwer entschieden werden. Jedenfalls findet man in Italien mehr Anhänger der Kolmation, als anderwärts.

Kehren wir nach dieser Einleitung nun zu den Arbeiten im Maremmengebiete zurück. Die wirtschaftlichen Krisen, welche Italien in den letzten Jahrzehnten durchzumachen hatte, haben auch im Fortschritte der Trockenlegungsarbeiten in den Maremmen eine Verzögerung bewirkt und zu der ersten Stockung, welche zwischen den ersten Arbeiten von Ximenes, de Prony und Manetti (1835—1850) und der Tätigkeit Baccarinis eintrat, ist eine zweite Periode geringerer Aktivität gefolgt, welche jetzt einer Zeit neuerlicher energischer Bautätigkeit weichen soll. Besonders im Gebiete von

Grosseto, woselbst die ausgedehntesten Sümpfe gelegen sind, gedenkt man im nächsten Jahre schon mit dem Umbau respektive der Vergrößerung des Zuleitungskanals zu beginnen und in diesem Sumpfgebiete allein Arbeiten für 2500000 Lire auszuführen, um die Kolmation, für welche unter dem derzeit geübten Verfahren ca. 100 Jahre erforderlich wären, in 20—25 Jahren zu vollenden. Die Neuarbeiten werden sich in erster Linie auf eine Vergrößerung der zuzuführenden Schlammwassermenge beziehen. Es sollen demnach an dem alten, ca. 240 m langen Steinwehre im Ombronefluß Wehraufsätze angebracht werden, mit deren Hilfe auch kleinere Hochwässer auf 1,5 m über Wehrrücken angestaut werden können. Ferner soll der Zuleitungskanal,



Fig. 486. Kolmation der Grossetanischen Maremmen. Anschnitt des aufgelandeten Terrains.

welcher derzeit eine maximale Wassermenge von 98 m³ aufzunehmen imstande war, durch Verbreiterung der Sohle auf ca. 60 m zur Einleitung eines maximalen Wasserquantums von 450 m³ ausgestaltet werden. Diese Vergrößerung bedingt einen Umbau der alten Einlaßschleuse, welche sechs Öffnungen erhalten wird. Dieselben werden Schleusen von der Type der Abschlußtore der Sammelkanäle der Stadt Rom erhalten. Es sind dies eiserne Schützen, welche sich durch ihre leichte Beweglichkeit, namentlich bei der Senkung, auszeichnen. Dieser letzteren Forderung muß deshalb in erster Linie entsprochen werden, um bei einem eventuellen Dammbruche des Kolmationskanals nicht die ganze von demselben beherrschte Niederung überfluten zu lassen. Zu den kostspieligsten Neuarbeiten gehört der Umbau mehrerer eiserner Brücken, welche den Kolmationskanal in sehr spitzem

Winkel schneiden. Von den ganzen 9600 ha, auf welche sich die Kolmation ursprünglich erstrecken sollte, stehen derzeit noch 4800 ha in Auflandung. Das Wasser wird 8—24 mal im Jahre in die einzelnen Becken eingeleitet und 1—4 Tage in denselben belassen. Die Mächtigkeit der aufgelandeten Schichte erreicht an einzelnen Stellen, wo durch den Druck des deponierten Materials die tiefer liegenden Schichten komprimiert werden, die ganz enorme Stärke von 8 m. In der Fig. 486 ist ein Anschnitt des aufgelandeten Bodens bei der Abzweigung eines Seitengrabens wiedergegeben.

Fig. 487 stellt eine Partie aus den Grossetanischen Sümpfen in dem derzeit in Kolmation stehenden Distrikte dar.



Fig. 487. Partie aus den Grossetanischen Sümpfen.

Fassen wir, um einen Überblick über die Ausdehnung der Kolmationsanlagen im Gebiete der Maremmen zu gewinnen, die charakteristischen Zahlen zusammen, so ergibt sich nach Alberto Pedone folgende Übersicht:

a) Sümpfe von Piombino, nördlichste Sumpfgruppe des Maremmengebietes.

Die Arbeiten wurden 1830 begonnen, sie umfassen 2269 ha. Auf 1500 ha ist die Kolmation mit dem Schlamme des Flusses Cornia fast ganz fertiggestellt, 770 ha sind per Gravitation entwässert, 12000 ha vor den Überschwemmungen der Cornia geschützt; die Gesamtausgaben belaufen sich auf 3630000 Lire, der Terrainwert der direkt beteiligten Gründe ist derzeit erst um ca. 100000 Lire gestiegen, dafür aber ein früher unbewohnbares Gebiet dem Einzuge der Kultur eröffnet.

b) Sümpfe von Scarlino, 836 ha umfassend, mit einem Aufwande von 2000000 Lire mit Hilfe des Flusses Pecora fast ganz fertig aufgelandet. Der Terrainwert stieg von 721000 Lire auf 3500000 Lire, die Bevölkerung hat sich um 16 % vermehrt.

c) Sümpfe von Grosseto. Der von den Sümpfen früher sanitär benachteiligte Umkreis von 163000 ha ist derzeit bereits auf 100000 ha reduziert. Auch hier hat die Bevölkerungszahl schon um ca. 16 % zugenommen.

Die Kolmation erstreckt sich auf ca. 9600 ha, von denen 4800 ha noch unter Kolmation stehen.

Der Wert des Staatslandes ist von 115200 Lire auf 1498000 Lire, jener des Privatbesitzes von 413000 Lire auf 1531200 Lire gestiegen. Der Aufwand betrug bisher ca. 23000000 Lire. Für die ganzen Maremmen werden noch ca. 5000000 Lire zu Bonifikationszwecken ausgegeben werden müssen, so daß die Gesamtkosten der Melioration ca. 32000000 Lire beanspruchen werden. Vergleicht man diese Summen mit den jetzt vorhandenen Bodenwerten, so kann derzeit von einer Rentabilität dieser Arbeiten wohl keine Rede sein. Bedenkt man jedoch, daß diese weiten Landgebiete fast ebenso dünn bevölkert sind wie die russischen Steppen, dabei aber in einem Lande gelegen sind, dessen Bevorzugung vor jenen Gegenden durch Klima und Lage außer Frage steht, so wird man sich wohl kaum der Ansicht verschließen können, daß dieses Mißverhältnis nur ein zeitliches sein kann. Wenn erst die Malaria aus ihren letzten Schlupfwinkeln vertrieben sein wird, und der Kolonist in die Maremmengegenden die Bewirtschaftungsweise einführt, welche jenen Breiten von Natur aus zukommt, dann erst wird man darüber entscheiden können, ob die derzeit als eine Erfüllung der Pflicht des Staates zum Schutze seiner Bürger unternommene Bonifikation nicht auch als rein finanzielle Maßregel ihre Berechtigung besitzt.

II. Kolmationsanlagen am Lamone bei Ravenna (Italien).

Ravenna war einstmals von einer vom Po di Primaro (Reno) bis zum Savio reichenden Lagune umgeben, die dieser Residenz der letzten Beherrscher des Römerreiches ihren festen Schutz bot. In diese Lagune ergossen sich die Flüsse Santerno, Senio, Lamone, Montone und Ronco, deren Lauf im Hingange der Zeiten manche gewaltige Veränderung erlitt. Der Lamone hat sich beispielsweise seit dem 15. Jahrhundert, zufolge verschiedener, namentlich auf Veranlassung der Päpste hin unternommener Regulierungsarbeiten, bald in den Po di Primaro, bald in die Niederung von Ravenna ergossen und sich im 18. Jahrhundert einen direkten Zugang zum Meere eröffnet. Aber auch dieser Lauf sollte noch keinen dauernden Bestand haben. Am 1. Dezember 1839 durchbrach der Fluß in der Nähe des Ortes Santerno bei einem außerordentlich mächtigen Hochwasser den rechten Leitdamm seines viel zu eng bemessenen Hochwasserprofiles in einer Länge von 250 m, um sich aus seinem bereits über das Niveau des Nachbarlandes emporgewachsenen Bette in die Niederung zu ergießen. Die hierbei angerichteten Verwüstungen waren so groß, daß an eine Wiederherstellung des ehedem vorhandenen Zustandes nicht mehr gedacht werden konnte. Hingegen lieferte die Katastrophe

gleichzeitig auch den Fingerzeig dafür, wie der entfesselte Fluß nicht nur gebändigt, sondern sogar für seine Niederung nutzbar gemacht werden könnte, wenn derselbe zur vollständigen Kolmation des die ehemalige Lagune größtenteils bedeckenden Sumpflandes herangezogen würde. Die diesbezüglich im Jahre 1840 eingeleiteten Arbeiten begannen damit, durch Aufführung zweier an die Durchbruchstelle ansschließenden 2 m hohen und ca. 200 m voneinander entfernten 4 km langen Leitdämme dem Wasser eine bestimmte Strömungsrichtung gegen die Niederung anzuweisen. Letztere wurde außerdem mit Umfassungsdämmen umgeben, die sich einerseits vom rechtsuferigen neuen Leitdamm ausgehend, zuerst auf ca. 2 km gegen Süden, dann auf 7 km nach Nordost und schließlich auf 10 km längs des berühmten Pinienhaines von San Vitale in rein nördlicher Richtung bis gegen den Lamone streichend, hier mit dem linken Umfassungsdamm des Beckens, der sich in einer Ent fernung von 1—4 km parallel zum alten verlassenen Bett des Lamone mit nördlicher und nordöstlicher Richtung auf 17 km erstreckte, zu vereinen. Der östliche Damm wurde von vier Ausleitungen für das geklärte Wasser durchbrochen. Die in dieses über 70 km² umfassende Gebiet eingelassenen Schlammwässer des Lamone bewirkten, sich selbst überlassen, vorerst ganz unregelmäßige Anlandungen, deren planmäßiger Zusammenschluß erst durch spätere Um- und Zubauten ermöglicht wurde. So mußte namentlich die Einmündungsstelle des Zuleiters, in deren Nähe naturgemäß die stärksten Terrainerhöhungen auftraten, nach und nach verschoben und durch Aufführung von Zwischendämmen und Konzentrierung des Wasserzuflusses auf einzelne Schläge deren Emporwachsen beschleunigt werden. Im Jahre 1869 konnten bereits 1745 ha als vollkommen aufgelandet von der weiteren Überstauung ausgeschaltet werden. Aber schon damals wurde man sich klar, daß die nördlichen Beckenteile mit der erstmaligen Anlage des Zubringers nicht bedient werden können, da eine allzuweite Verschiebung der Einmündungsstelle seiner nach Norden führenden Abzweigung (Diversivo Fratta) die Schaffung eines Rückens herbeigeführt hätte, welcher der späteren Entwässerung des Geländes ein großes Hindernis in den Weg gestellt hätte. Deshalb wurde, nachdem im Jahre 1898 der ganze südliche 4026 ha umfassende Beckenteil als fertiggestellt abgeschieden worden war, die Ausleitung des Wassers an der Durchbruchstelle des Lamone geschlossen und aus dessen altem Bette 4 km weiter nördlich eine neue Einleitungsstelle eröffnet, von der aus die Anlandung des ganzen nördlichen Gebietes ermöglicht sein wird. Auch in diesem Abschnitte sind bereits 800 ha so hoch angelandet, daß dieselben nur von außerordentlichen Hochwässern des Lamone eine Überflutung zu befürchten haben, und demgemäß schon jetzt trocken bewirtschaftet werden können.

Trotzdem sich neuerdings ca. 640 ha Landes, die außerhalb der alten Umfassungsdämme gelegen waren, an die Kolmation angeschlossen haben, wird die eingedämmte Niederung nicht mehr lange Zeit den erforderlichen Raum zur Aufnahme der Hochfluten des Lamone darbieten können und rückt demnach die Aufgabe näher, diesen Wässern anderwärts einen Abfluß zu sichern. Ob man hierzu das alte Bett des Lamone gegen den Reno (Po di Primaro) verwenden, oder einen für die Entlastung des Reno geplanten

Parallelkanal schaffen wird, ist derzeit noch unentschieden. Neben dem im aufgelandeten Gebiete selbst angelegten Entwässerungszügen war auch die Eröffnung von Vorflutgräben für das umliegende Gelände, dem durch die Umfassungsdämme die Möglichkeit der Abwässerung entzogen worden war, notwendig. So führt außerhalb des linken Umfassungsdammes ein Entwässerungsgraben unter teilweiser Benützung des alten Bettes des Lamone nach dem Reno.

Die Sinkstoffe des Lamone zeichnen sich durch große Fruchtbarkeit aus. Zwar ist ihr Gehalt an Stickstoff, Kali und Phosphorsäure im Durchschnitt nicht höher als der normaler Böden, aber der Reichtum an Feinerde und die Tiefgründigkeit der Anlandungen, welche 1,4—2,5 m Stärke erreichen, bietet den Pflanzen ein leicht zugängliches, fast unerschöpfliches Nährstoffreservoir. Allerdings kommen auch hier ganz erhebliche Unterschiede in der Bodenzusammensetzung vor, indem ja die Abschwemmungsgebiete, denen diese Sinkstoffe entstammen, bei verschiedenem geologischen Aufbau bald die Verwitterungsprodukte von Mergeln, bald jene von Sandsteinen zu Tal senden. Aus der Kombination beider Arten ergeben sich die fruchtbarsten Böden.

18—22 hl Getreide, 400—500 q Zuckerrübe, 70 q Reis und 90—100 q Heu können als Mittelerträge gelten. Namentlich dem Reisbau kommt eine ganz besondere Bedeutung zu, da derselbe während der ganzen Dauer der Kolmation betrieben werden kann. Abweichend von dem in der Lombardei geübten Verfahren der Reiskultur, woselbst der Bezug von Bewässerungswasser durch das Kanalsystem allzeit gesichert ist, ist der Reisbau auf den noch in Kolmation stehenden Flächen, die oftmals an Wassernot, dann aber auch wieder durch den unzeitgemäßen Eintritt von Hochwässern zu leiden haben, einer gewissen Unsicherheit ausgesetzt, die nur dadurch ihr Äquivalent findet, daß die Kulturkosten auf diesen Flächen wesentlich niedrigere sind, da letztere keiner Bodenbearbeitung bedürfen, und namentlich die anderwärts so kostspielige Vertilgung der hier unter einer neuen Schlammschicht begrabenen Unkräuter des Vorjahres meist ganz überflüssig wird. Den Übergang von dem Reisbau zur normalen Trockenwirtschaft bildet der Futterbau. Oftmals zwingt die starke Setzung des Bodens nochmals zur Kolmation und zum Reisbau zurückzukehren.

Um über die wirtschaftliche Bedeutung der Kolmationsanlagen am Lamone eine Orientierung zu gewinnen, seien hier einige Angaben über die Kosten dieser Anlage gemacht. Hierbei dürfen selbstverständlich die zur Bändigung des ausgebrochenen Lamone aufgelaufenen Kosten nicht mit in Anrechnung gebracht werden.

Für die Kolmation selbst entfallen:

für den Zeitraum 1840—1848	577 366,36	Lire,
„ „ „ 1849—1871	1 803 690,59	„
„ „ „ 1872—1903	3 124 650,52	„
Zusammen	5 505 707,47	Lire.

Die in den einzelnen Jahren verausgabten Beträge variieren hierbei ganz beträchtlich, und zwar von 35 000 Lire in normalen Jahren bis zu 400 000 Lire

in Jahren mit größerer Bautätigkeit, Terrainerwerbungen und Expropriationen. Eine bedeutende Ausgabenpost bilden stets die Unterhaltungsarbeiten an den Lamonedämmen, welche auch der Kolmation nicht zur Last geschrieben werden sollten. Dieselben erforderten im Zeitraume 1840—1903 — Zinsen nicht eingerechnet — 1790518 Lire. Zieht man diese Summe von den oben zu 5505707,47 Lire angegebenen Gesamtauslagen ab, so ergeben die restlichen 3715189,47 Lire auf die derzeit vollendeten 4826 ha bezogen, als Kosten der Gewinnung von 1 ha kolmatierten Landes 770 Lire. Dieser Einheitspreis wird ein wesentlich geringerer werden, wenn die Kosten auf die restlichen 3300 ha, die sich derzeit immerhin schon in einem vorgeschrittenen Verlandungszustande befinden, mit verteilt werden. Vor der Kolmation betrug der Bodenwert im günstigsten Falle 300—350 Lire pro Hektar, nach derselben je nach der Lage, Zugänglichkeit und Entwässerungsfähigkeit 1000—1700 Lire. Da die Grundbesitzer während der Zeit der Durchführung der Kolmation Reisbau betreiben konnten, haben dieselben in dieser Zeitperiode sicher keinen Verdienstentgang zu verzeichnen. Beachtet man, daß gleichzeitig ein gefürchteter Fieberherd zerstört wurde, daß in einer Gegend, in der die Arbeitslosigkeit die größten Dimensionen angenommen und zur Bildung der durch ihre hohen Lohnforderungen bei gleichzeitig weitgehender Herabsetzung der Arbeitszeit gefürchteten Arbeitervereinigungen geführt hat, doch immerhin eine größere Anzahl von Taglöhnern Jahrzehnte hindurch Beschäftigung gefunden hat und bei der fortschreitenden Gewinnung neuer Landflächen von Jahr zu Jahr mehr Hilfskräfte für den Landwirtschaftsbetrieb erforderlich werden, so wird man dem Unternehmen auch eine hohe national ökonomische Bedeutung zuerkennen müssen. Dasselbe hat überdies auch direkten Anlaß zur Bildung von Arbeiterkolonien gegeben, die nicht nur hier auf eigene Rechnung Landwirtschaft treiben, sondern auch als Kolonisten an der wirtschaftlichen Erschließung anderer Sumpfgebiete Italiens mitgearbeitet haben.

Zur Beschaffung einer besseren Vorflut für eine südlich des Reno gelegene, im Westen vom Sillaro, im Osten vom Lamone begrenzte und südlich bis zur Via Emilia reichende Fläche von 62000 ha dient ein großer Entwässerungskanal, welcher von Zaniolo bis zum Meere führt bezw. durch die Genossenschaften von Zaniolo, Buon Acquisto, Canal Vela und Fosso Vecchio gebaut wurde. Die in der zweiten Hälfte des 18. Jahrhunderts durchgeführte Eindämmung des Reno und die seither wiederholt vorgenommene Erhöhung seiner Leitdämme, die nun schon auf fast 10 m über das Nachbarland emporgewachsen sind, sowie die gleichzeitig notwendig gewordene Eindämmung der das oben umschriebene Gebiet in süd-nördlicher Richtung durchziehenden Nebenflüsse des Reno, welche zum Teil sogar mit gegen diesen Fluß kehrenden Schutzschleusen ausgestattet werden mußten, hat dem zwischen diesen Wasserläufen situierten Gelände fast alle Möglichkeit zu einer natürlichen Entwässerung genommen. Da das Hauptgefälle gegen den Reno — dasselbe beträgt nur ca. 0,5 ‰ — ein äußerst minimales ist und überdies die eingedämmten Zuflüsse nicht in der Talmulde, sondern auf durch die eigenen Alluvionen gebildeten Rücken fließen, erwies sich auch

eine Trennung dieser Gebiete in Hoch- und Niederzonen undurchführbar, und durchziehen deshalb die von den oben genannten Genossenschaften zur Ausführung gebrachten Hauptkanäle das ganze Gebiet in ebenfalls süd-nördlicher Richtung der ganzen Länge nach. Auch diese Kanäle mußten eingedämmt und mit Schutzschleusen gegen den Reno versehen werden, wodurch aber andererseits nicht gehindert werden kann, daß bei größeren Hochwässern dieses Flusses, die oftmals eine längere Zeit hindurch die Öffnung der Schutzschleusen verbieten, die angrenzenden tieferen Lagen von den aus den höher gelegenen Gebietsteilen herabkommenden Wässer überflutet werden. Die Genossenschaft des Canal Vela zum Beispiel hat aus diesem Grunde einen Teil ihrer Niederzone als Sammelbassin niedergelegt, das ca. $^1/_{56}$ des ganzen Genossenschaftsbezirkes umfaßt und denselben mit der Zahlung von Entschädigungssummen stark belastet. Derartige Übelstände zeigen sich übrigens nicht nur in der Provinz Ravenna, sondern auch in der benachbarten, gleichfalls am rechten Ufer des Reno gelegenen Provinz Bologna, und wurde zu deren Behebung anfänglich die Ausführung eines gemeinsamen, beide Provinzen längs des rechten Ufers des Reno durchziehenden Abfangkanals mit direkter Ausmündung in das Meer geplant. Nachdem eine Einigung zwischen den beiden Provinzen nicht erzielt werden konnte, schritt Ravenna selbständig zur Anlage eines Kanals, der seinen Anfang kurz oberhalb des Flusses Zaniolo nimmt, diesen sowie den Fluß Santerno, den Kanal von Fusignano, den Senio und den verlassenen Lauf des Lamone kreuzt, um dann, auf dessen rechtem Ufer bis zum Meere hinziehend, eine Einmündungsstelle zu erreichen, an der eine kräftige Strömung eine tiefe Lagune offen hält und hierdurch die Gefahr der Versandung der Mündungsstrecke ausschließt.

Diese Trasse besitzt eine Länge von 36,35 km. Als abzuleitendes Wasserquantum wurde für die obere Kanalstrecke 0,100, für die untere, in der sich bereits eine Verzögerung des Zuflusses durch die große Ausdehnung des Niederschlagsgebietes geltend macht, 0,080 m^3/sek. pro Quadratkilometer angenommen, wonach sich das Gesamtwasserquantum zu 53,8 m^3/sek. für 672,53 km^2 Einzugsgebiet ergibt. Der Kanal erhält auf den ersten 20 km ein Sohlengefälle von 0,12 $^0/_{00}$, sodann auf 13,2 km 0,10 $^0/_{00}$, das Endstück erhält horizontale Sohle und kommt dieselbe auf 1,7 m unter Null zu liegen. Das Gesamtgefälle beträgt sonach 3,73 m, und ist bei einer von 6 auf 30 m anwachsenden Sohlenbreite eine Wassertiefe von 2,5—2,8 m in Rechnung gestellt. 3 km vor der Ausmündung gelangt eine gegen das Meer kehrende Schutzschleuse zur Ausführung. Die Reinhaltung der Endstrecke wird durch Anlage eines 156 ha umfassenden Spülbeckens unterstützt.

Der Kanal erforderte die Einlösung von 203 ha Land. Von Kunstbauten an diesem Kanale sind neben 12 Brücken mit Spannweiten von 9—25 m, sowie den Objekten an den Einmündungen der Nebengräben recht schwierige Bauwerke für die Kreuzungen mit den Nebenflüssen des Reno durchzuführen. Die erwähnte Schutzschleuse mit 6 hölzernen Stemmtoren wird mit einer steinernen Straßenbrücke für die Überführung der Strada Romea verbunden.

Die Unterfahrung des Kanals von Conselice erfolgt in einem gemauerten Objekte mit über 10 m^2 Durchflußweite. Zur Kreuzung des Santerno ist ein 153 m langer Siphon vorgesehen. Derselbe soll aus Eisentübbings mit 20 mm Wandstärke und Innenflanschenverbindung hergestellt werden. Nach Anbringung einer Zementauskleidung wird derselbe einen kreisförmigen Durchflußquerschnitt mit 3,6 m Durchmesser darbieten. Für die Unterfahrung des Canal dei Mollini di Fusignano ist ein gemauerter Düker mit elliptischem Querschnitte von 4,2/3,2 m und 107 m Länge, für die Unterfahrung des Senio wiederum ein Düker mit vier Eisenrohren von 3,6 m Lichtweite projektiert. An der Kreuzung des Kanals von Faenze wird eine eiserne Kanalbrücke zu errichten sein.

Die Anlagekosten sind (abgerundet) wie folgt zu veranschlagen:

Grunderwerb	2870000	Lire.
Erdarbeiten für den Kanal	1700000	„
Brücken und Unterleitungen	4000000	„
Ausbildung der Mündungsstrecke . .	550000	„
Nebenarbeiten	400000	„
Summe	9520000	Lire.

Von diesem Betrage steuert der Staat die Hälfte, die Provinz und die Gemeinden — letztere nach Maßgabe der beteiligten Flächen — zusammen ein Viertel bei. Das letzte Viertel wird von den Genossenschaften selbst beigetragen und auf deren Mitglieder im Verhältnisse des zu gewärtigenden Nutzens umgelegt.

Auf Tafel XXI wurde die Situation dieses Kolmationsterrains nach dem Zustande im Jahre 1890 und 1904 dargestellt.

Aus den Fig. 1, 2, 3 und 4 auf Tafel XXII ist der Urzustand (Sumpfboden mit Schilfvegetation), sowie die einzelnen Stadien der begonnenen, der vorgeschrittenen und der vollendeten Kolmation zu ersehen, welche nach im Jahre 1904 durch Dr. Robert Fischer anläßlich der Exkursion der Hörer der Hochschule für Bodenkultur angefertigten Originalaufnahmen hergestellt wurden.

(Siehe auch Friedrich, Kulturtechnische Wasserbauten in Norditalien, Wien 1906, und Bodenmeliorationen in Italien: Kolmation der toskanischen Maremmen bei Grosseto, Wien 1902.)

Tabelle über Gewichte und Festigkeit verschiedener Baumaterialien.

Benennung des Materials:	Spezifisches Gewicht		Bruchmodul		Zulässige Inanspruchnahme		
	Mittel- oder Grenzwerte		Zug	Druck	Zug	Druck	Schubfestigkeit
	kg pro dm³		kg pro cm²				
Gußeisen, graues	—	7,10	1100	7000	250	800	230
„ weißes	—	7,50	—	—	200	700	—
Schmiedeeisen	—	7,60	4000	5000	600—800	600	600
Gußstahl	—	7,96	7000	8000	2000	3000	1800
Stahl	7,70	7,90	5000	6000	1600	1600	1000
Schweißeisen	—	7,80	—	—	1000	1000	600
Flußeisen	—	7,85	—	—	1200	1200	700
Blei	—	11,40	—	—	—	—	—
Messing	—	8,55	1200	4000	220	—	—
Tannenholz:							
a) parallel mit den Fasern	lufttrocken	0,56	450—700	470	45—70	47	9
b) senkrecht darauf	grün	0,89	20—50	—	—	—	—
Fichten, trocken und grün	0,47	0,90	—	—	—	—	—
Eichenholz a)	trocken	0,78	500—700	455	50—70	45	10
Eichenholz b)	grün	1,00	60—150	160	—	—	—
Buchenholz a)	—	0,72	400—600	540	40—60	54	6
Buchenholz b)	—	0,98	60—80	—	—	—	—
Eschenholz a)	—	0,69	700—900	610	70—90	61	—
Eschenholz b)	—	0,85	20—50	—	—	—	—
Erlenholz a) u. b)	0,55	0,80	—	—	—	—	—
Kiefern a) u. b)	0,55	0,91	—	—	—	—	—
Lärche a) u. b)	0,52	0,85	—	—	—	—	—
Mauerwerk aus Quader	—	2,60	—	—	—	26	—
„ „ Bruchstein	2,30	2,46	—	—	—	10	—
„ „ Sandstein	2,05	2,12	—	—	—	7	—
„ „ Kalkstein	—	2,40	—	—	—	10	—
„ „ Ziegelstein	1,47	1,80	—	—	—	6	—
„ „ Klinkerziegel (bester Qualität)	—	1,90	—	—	—	20	—
Steinpflaster	2,50	3,00	—	—	—	—	—
Auflager: Quader bei Brücken	—	—	—	—	—	50	—
Sandstein, hart	—	2,50	—	250—870	—	30	8
„ weich	—	2,20	—	10	—	—	—
Granit	2,50	2,85	—	400—1100	—	60	9
Kalkstein	2,40	2,86	15 - 60	100—700	—	20	5
Basalt	2,70	3,20	77	1400—2000	—	80	—

Benennung des Materials:	Spezifisches Gewicht	Bruchmodul		Zulässige Inanspruchnahme		
	Mittel- oder Grenzwerte	Zug	Druck	Zug	Druck	Schubfestigkeit
	kg pro dm³	kg pro cm²				
Backsteine, ungebrannt	— —	—	33	—	—	—
„ schwach gebrannt	— —	8	60	—	6	—
„ stark gebrannt	1,80 2,00	19	150—200	—	10	—
„ Klinker	1,50 2,30	—	350	—	—	—
Mörtel aus Weißkalk	1,64 1,86	—	35—60	—	6	—
„ „ hydraulischem Kalk	— —	—	74	—	—	—
„ „ vorzüglichem Zement	— —	15	144	—	10	—
Gips mit Kalkmilch	— —	12	73	—	—	—
„ „ Wasser	— 1,60	4	50	—	—	—
Betonmauerwerk	1,60—2,80	—	60	—	6—18	—
Steinschotter	1,90—2,00	—	—	—	—	—
Sand	1,60	—	—	—	—	—
Weißkalk, gebrannt	1,20—1,50	—	—	—	—	—
Kalkteig, fest	1,33—1,43	—	—	—	—	—
Lehm, Erde	1,80	—	—	—	—	—
Holzstöckelpflaster	1,10	—	—	—	—	—
Roman-Zement	1,38—1,54	—	—	—	—	—
Portland-Zement (Pulver)	1,40—1,70	—	—	—	—	—
„ „ erhärtet	2,70—3,00	—	—	—	—	—
Gips, trocken	1,40	—	—	—	—	—
Steinkohle	1,20—1,50	—	—	—	—	—
Braunkohle	1,20—1,50	—	—	—	—	—
Wasser	1,00	—	—	—	—	—
Eis	0,93	—	—	—	—	—
Geschichtete Körper inkl. der Zwischenräume.						
Eichenholz, große Scheite	0,50	—	—	—	—	—
Fichtenholz	0,32	—	—	—	—	—
Buchenholz	0,40	—	—	—	—	—
Erdtorf, trocken und feucht	0,50—0,73	—	—	—	—	—
Pechtorf	0,84	—	—	—	—	—
Steinkohle, kleine Stücken	0,85—0,95	—	—	—	—	—
„ große Stücken	0,90—1,05	—	—	—	—	—

(Siehe auch die Vorschrift über die Herstellung der Straßenbrücken, vom k. k. Ministerium des Innern herausgegeben. Wien 1906, k. k. Hof- und Staatsdruckerei.)

Berichtigungen und Nachträge.

Seite 32: 28. Zeile von unten lies „Meter" statt mm.

Seite 58: 13. Zeile von unten lies „Seite 59" statt 58.

Seite 92: 8. Zeile von unten lies „Ganser" statt Gauser.

Seite 96: Die Beschreibung des in der 1. Auflage zitierten selbstregistrierenden Wassergeschwindigkeitsmessers von Schoen ist auf Seite 602 nachgetragen.

Seite 132/133: Die photographische Verkleinerung der Fig. 95 und 96 erfolgte nicht in gleichem Maßstabe, und sollen daher die Längen von Vm und t in den Querprofilen Fig. 96 b, c, d mit den Längen derselben Vm und t in Fig. 95 übereinstimmen.

Seite 157: Als neues von der k. k. Pulverfabrik Blumenau-Felixdorf am Steinfelde bei Wiener-Neustadt erzeugtes Sprengmittel ist noch das Dynamon hervorzuheben, welches, vollständig gefahrlos, nicht mit den sogen. Feuerzügen expediert werden muß. Es werden 2 Sorten erzeugt, und zwar das Wetterdynamon (besonders für Kohlenbergwerke der schlagenden Wetter wegen so genannt) und das Gesteinsdynamon für gewöhnliche Sprengarbeiten bei Erdbauten. Die chemische Zusammensetzung beider ist nachfolgende:

Wetterdynamon:	94 %	Ammonsalpeter,
	2 „	Kalisalpeter,
	4 „	pflanzliche Kohle.
Gesteinsdynamon:	86 %	Ammonsalpeter,
	14 „	Holzkohle.

Zur ersten Gattung werden 2 g Sprengkapseln, zur zweiten Gattung 1 g Sprengkapseln verwendet.

Seite 255: Daß auch in Deutschland der Wiesenbau schon im Mittelalter auf hoher Stufe gestanden haben mußte, beweist die bekannt älteste Wiesenordnung, die sogen. Bitzenordnung vom 13. Juni 1539, welche sich sowohl mit der Bewässerung derselben wie auch mit der wasserrechtlichen Frage in Beziehung auf vorhandene ältere Wasserbezugsrechte beschäftigt, deren Kenntnis ich dem freundlichen Entgegenkommen des vortragenden Rates Geheimrat Nuyken in Berlin verdanke.

Seite 295: Verhältnis der Sickermenge zur Regenmenge. Die langjährigen, von Lawes und Gilbert in Rothamsted bei London angestellten Versickerungsversuche mit Lysimeter von 0,50, 1,00 und 1,50 m Tiefe ergeben:

im Mittel von 25 Jahren (1875/76 bis 1899/1900)		
im Jahresdurchschnitt	ca. 50 %	der Regenhöhe
im Mittel von 25 Winter	„ 70 „	„
„ „ „ 25 Sommer	„ 30 „	„

Der Boden war gewachsener bündiger Lehm, die Auffangfläche der Lysimeter 4 m² entsprechend der Fläche der großen Regenmesser, welche richtigere Resultate lieferten als die kleinen von 0,127 m Durchmesser, die eine durchschnittlich um 10 % zu kleine Regenhöhe ergaben. Die mittlere Regenhöhe betrug 749 mm, das Minimum 495, das Maximum 1040 mm. Nachdem aus dem Lysimeter kein Ablauf stattfinden konnte, betrugen die Verdunstungshöhen 50 bezw. 30 und 70 % der Regenhöhe (siehe Aufsatz Prof. Dr. Luedecke im Kulturtechniker 1906, Seite 101).

Seite 296: Pro Hektar abzuführende Wassermenge. Professor Dr. Luedecke in Breslau hält für gewöhnlich abzuführende Wassermengen $Q = 0,4$ sl., bei zu erwartendem stärkeren oberirdischen oder unterirdischen Zufluß $Q = 0,5$ sl. für ausreichend.

Seite 303: Berechnung der Drains. Die von Professor Gieseler aufgestellte Formel $v = 20\sqrt{\frac{dh}{l}}$ soll, wie Professor Dr. Luedecke in Breslau im Kulturtechniker 1906, Seite 125,

hervorhebt, vom Kulturtechniker Stocken in Schweidnitz herrühren, welcher dieselbe aus der Pronyschen Formel $26{,}3\sqrt{\frac{dh}{l}}$ abgeleitet und schon im Jahre 1852 aufgestellt haben soll.

Fluviograph

von Hofrat Prof. J. G. Rtt. von Schoen in Wien (Fig. 488 a und b).

Der Fluviograph zeichnet Kurven entsprechend den Geschwindigkeiten in den verschiedenen Tiefen entlang einer Vertikalen.

Die Geschwindigkeit wird mittels einer Stoßplatte *a* gemessen, welche gegen die Strömung gestellt ist und durch ein Gewicht *g*, das an einem Spiralrad *d* hängt, soweit gegen die Stoßrichtung des fließenden Wassers gedrückt wird, bis die Gleichgewichtslage erreicht ist. Während dieser Verschiebung der Stoßplatte stellen sich infolge der dadurch eingeleiteten Drehung des Spiralrades *d* immer größere Hebelsarme ein, an welchen das Gewicht *g* zur gesteigerten Wirkung gelangt.

Der Weg der Verschiebung der Stoßplatte ist das Maß der Größe der Geschwindigkeit und wird dieser Weg durch einen Stift auf einer Tafel *e* verzeichnet.

Der Stiel der Stoßplatte *a* ist in einem Gehäuse *b* geführt. Die Verschiebung der Stoßplatte *a* verursacht in dem besagten Gehäuse *b* die Drehung einer Scheibe um eine genutete Achse *t*, welche die Transmissionsachse für die Drehung der Spirale *d* bildet, daher durch das Standrohr *s* hindurchragt. Das Gehäuse *b* kann nun mittelst einer Winde *c* längs der in dem Flusse aufgestellten Rohrstange bezw. Standröhre *s*, die mit einer Führungsnut versehen ist, in der Rollen laufen, auf und ab bewegt werden.

Im Verhältnis der Hebung oder Senkung der Stoßplatte *a* wird die Zeichentafel *e* vertikal mittels Rollenzug verstellt, so daß der Stift (nächst *e*, Fig. 488 a) gleichzeitig auf der Tafel Wege zeichnet, welche der Größe der Geschwindigkeit in jeder erreichten Tiefe der Stoßplatte unter dem Wasserspiegel während der Zeit des Aufenthaltes der Stoßplatte in der bezüglichen Tiefe entsprechen.

Wird das Gehäuse *b* gehoben oder gesenkt, so wird hiermit die in diesem Gehäuse gelagerte Scheibe und die damit verbundene Transmissionsachse *t* mitgehoben oder gesenkt, wobei letztere stets in die entsprechende Aussparung einer zweiten Scheibe bei *f*, welche in dem festen Gestelle *dcf* gelagert ist, eingreift, um auf diesem Wege schließlich die erwähnte drehende Verstellung der Spirale *d* zu bewirken.

Derart erhält man Kurven, aus welchen die Vertikalgeschwindigkeitskurven unmittelbar nach vorangegangenen Vergleichungsmessungen abgeleitet und gezeichnet werden können.

Sollen die Variationen der Geschwindigkeit infolge der pulsivischen Bewegungen des fließenden Wassers an einer Stelle eines Gerinnquerschnittes oder die Änderungen der Geschwindigkeit infolge der Schwankungen des Wassers'andes an einer solchen Stelle wahrgenommen werden, so kann man mittels des Fluviographen die bezüglichen Kurven gezeichnet erhalten. Es würden bei dererlei Aufnahmen die Stoßplatte *a* in einer bestimmten Tiefe verbleiben und die Zeichentafel *e* mittels einer besonderen Vorrichtung proportional der Zeit lotrecht zu bewegen sein.

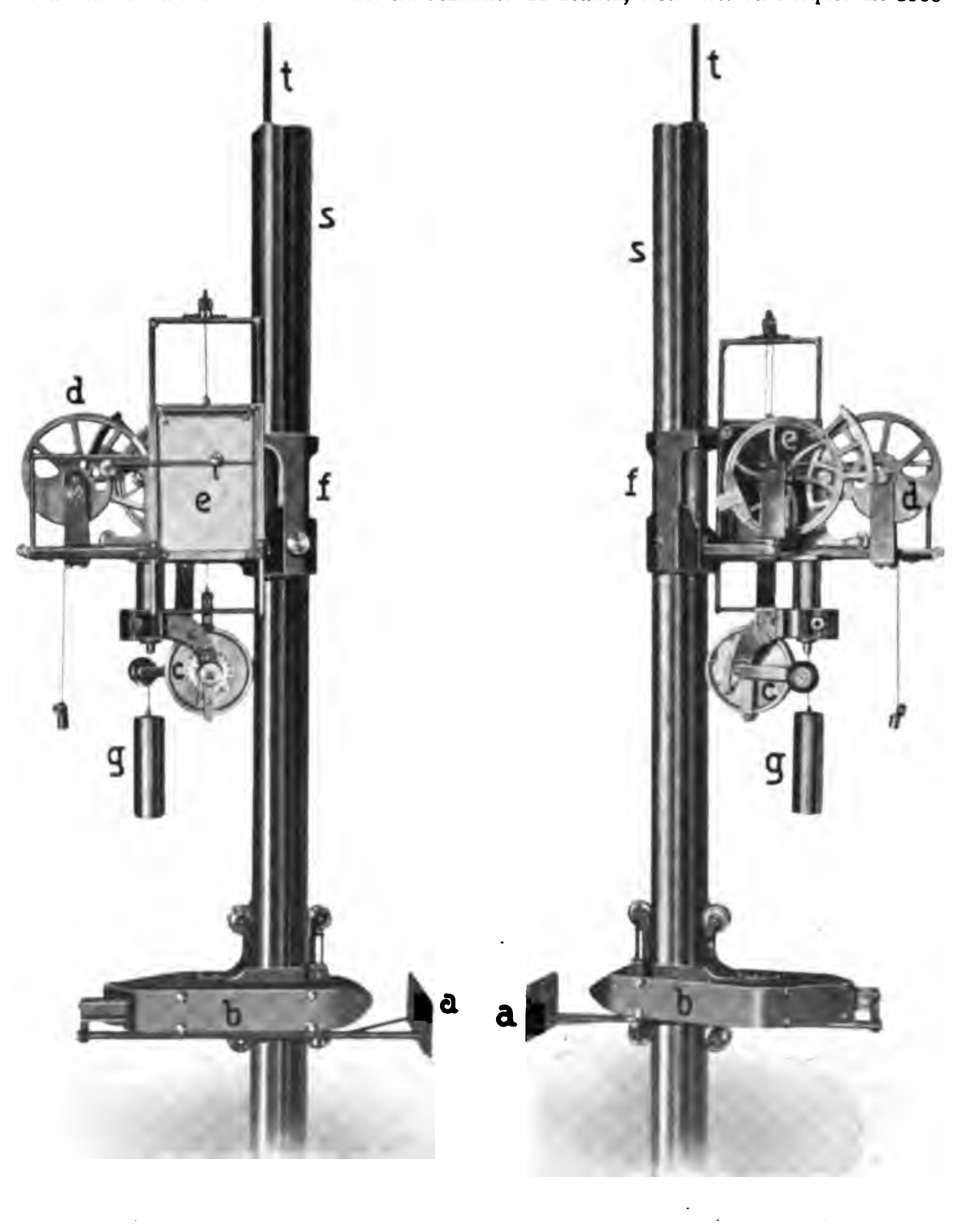
Welche Vorteile und Erleichterungen die Verwendung des Pluviographen bei hydrometrischen Erhebungen bietet, bedarf wohl keiner Schilderung.

Für Messungen in tiefem strömenden Wasser hat Prof. Schoen einen an einem Kabel versenkbaren Fluviograph einfacher Bauweise ausgeführt.

Seite 329: Drainverbindungsstücke. Der Kulturingenieur H. Maeusel in Stettin hat sich ein neues System patentieren lassen. (Der Kulturtechniker **1906**, **2**, Seite **126**.)

Seite 338: Verbindung des Verwachsens von Drainröhren. In neuester Zeit wird empfohlen, die beiden Enden der Drainröhren vor deren Verlegung 2—3 cm tief in eine Karbolineumlösung einzutauchen, wodurch erfahrungsgemäß das Eindringen der Pflanzenwurzeln hintangehalten wird.

Seite 340: Kosten der Drainröhren. Um den Unterschied des Preises und Gewichtes nach den verschiedenen Rohrdurchmessern beurteilen zu können, seien hier als Beispiel die 1906



a b

Fig. 488. Fluviograph von Schoen.

loco Ziegelei bezw. Bahnhof Kunzendorf N.-L. geltenden Preise der Firma H. Specht & Co. in Sorau N.-L. angeführt.

A. Normale Röhren (à 0,33 m lang).

Lichte Weite	Gewicht pro 1000 Stück	Preis pro 1000 Stück	
mm	kg	K	h
40	825	23	60
50	1 055	28	30
65	1 650	44	80
75	1 750	49	50
100	3 100	84	80
130	4 650	126	—
160	6 200	165	—
180	9 500	257	—
200	13 000	353	—

B. Fassonröhren.

1. Verbindungs- (Einmündungs-) Stücke:

a) Gelochte Sammeldrains (Lochröhren):

$d = $ 50 mm mit Öffnung, $d = 40$ mm . . pro Stück 9 h
$d = $ 65 „ auf 40, 50 oder 65 mm . . „ „ 14 „
$d = $ 75 „ „ 40, 50 oder 65 „ . . „ „ 16 „
$d = $ 100 „ „ 40— 75 mm . . . . . „ „ 20 „
$d = $ 130 „ „ 40—100 „ . . . . . „ „ 24 „
$d = $ 160 „ „ 40—130 „ . . . . . „ „ 30 „

b) Hackenröhren, oberhalb einmündende, rechtwinklig abgebogene Röhren.

$d = $ 40 mm . . . . pro Stück 8 h
$d = $ 50 „ . . . . „ „ 9 „
$d = $ 65 „ . . . . „ „ 12 „
$d = $ 75 „ . . . . „ „ 15 „
$d = $ 100 „ . . . . „ „ 22 „
$d = $ 130 „ . . . . „ „ 30 „

2. Schlußröhren, als oberer Abschluß der Drainstränge, an einem Ende geschlossen:

$d = $ 40 mm . . . . pro Stück 5 h
$d = $ 50 „ . . . . „ „ 6 „
$d = $ 65 „ . . . . „ „ 8 „
$d = $ 75 „ . . . . „ „ 10 „

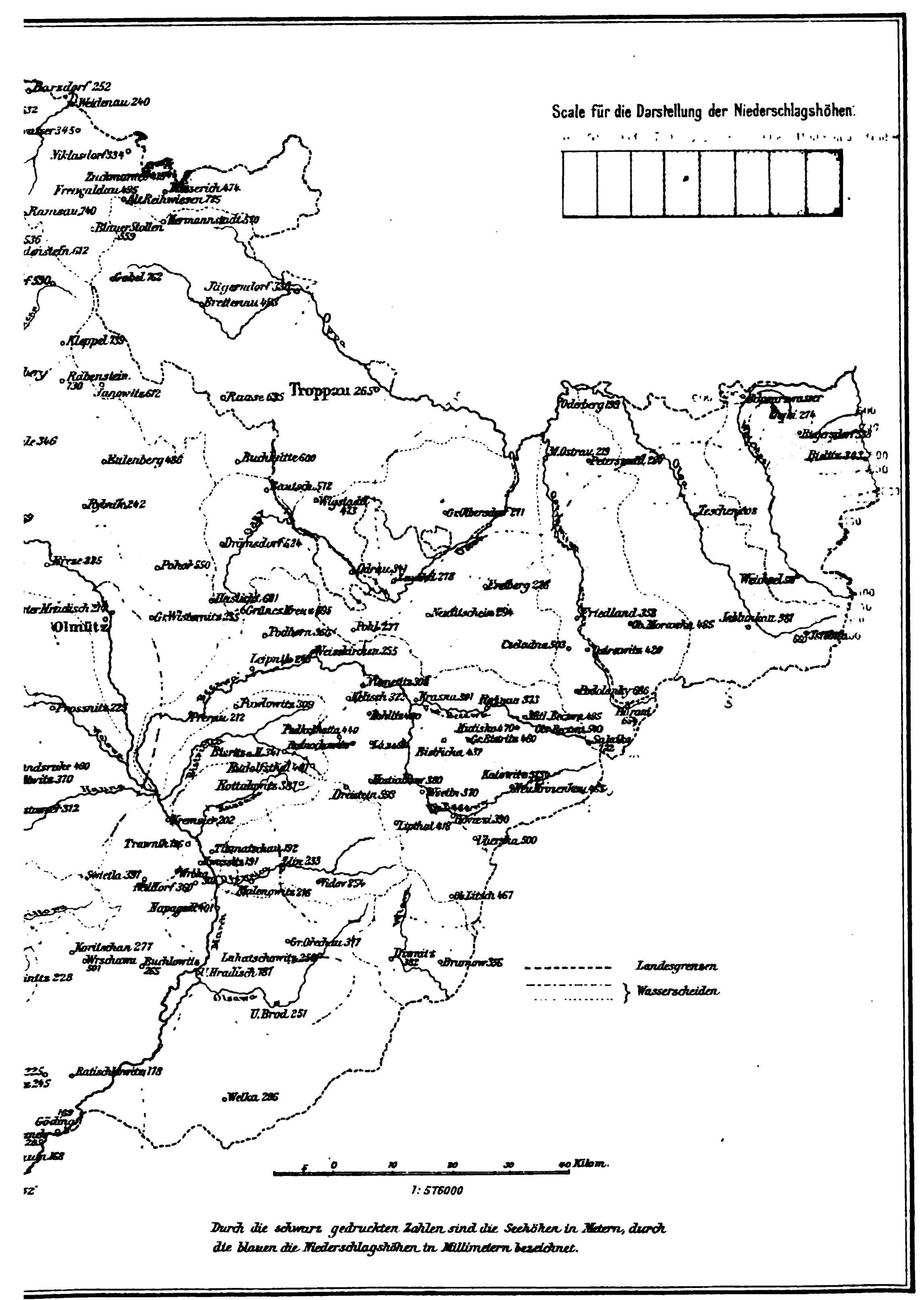
3. Übergangsröhren:

$d = $ 40/50 mm . . . . pro Stück 7 h
$d = $ 50/65 „ . . . . „ „ 8 „
$d = $ 50/75 „ . . . . „ „ 9 „
$d = $ 75/100 „ . . . . „ „ 10 „
$d = $ 75/100 „ . . . . „ „ 13 „
$d = $ 100/130 „ . . . . „ „ 19 „
$d = $ 130/160 „ . . . . „ „ 26 „

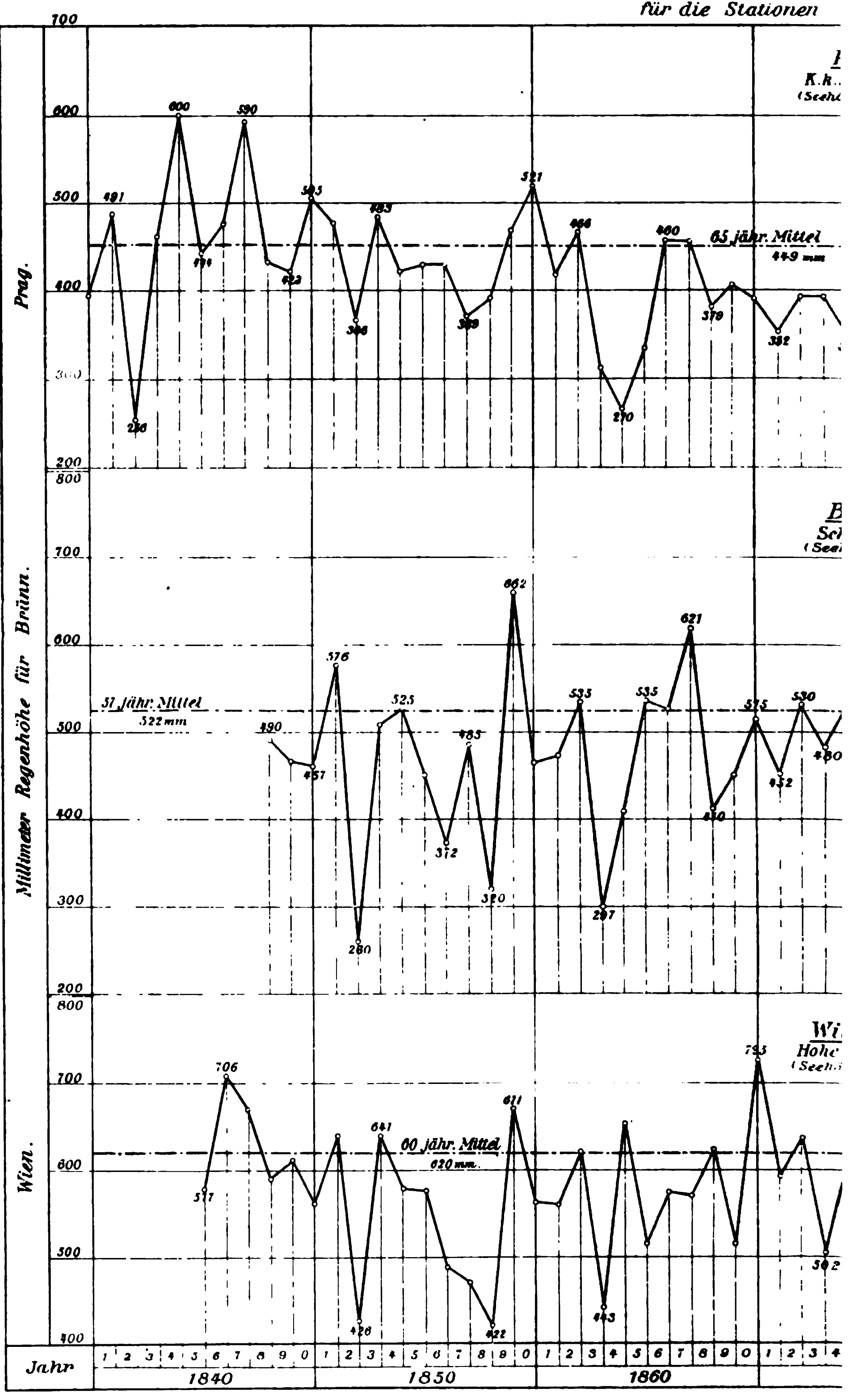
Seite 400: In der Tabelle II ist für Hangbreite 4 m und 0,2 sl. (erste Zeile 7. Vertikalkolonne) mittlerer Durchlässigkeit, Kategorie II statt 1 h 05′ zu setzen „2 h 55′“.

Druck von Fr. Stollberg, Merseburg.


Uebersichtskarte
des
atmosphärischen Niederschlages
in
Mähren und Schlesien
im Jahre
1890
Jahressumme
(Jänner bis December)
Brünn 225
Schlapanitz 222
Dürnholz 178
Grussbach 179
Feldsberg 203
Lettowitz 345
Prittlach 173

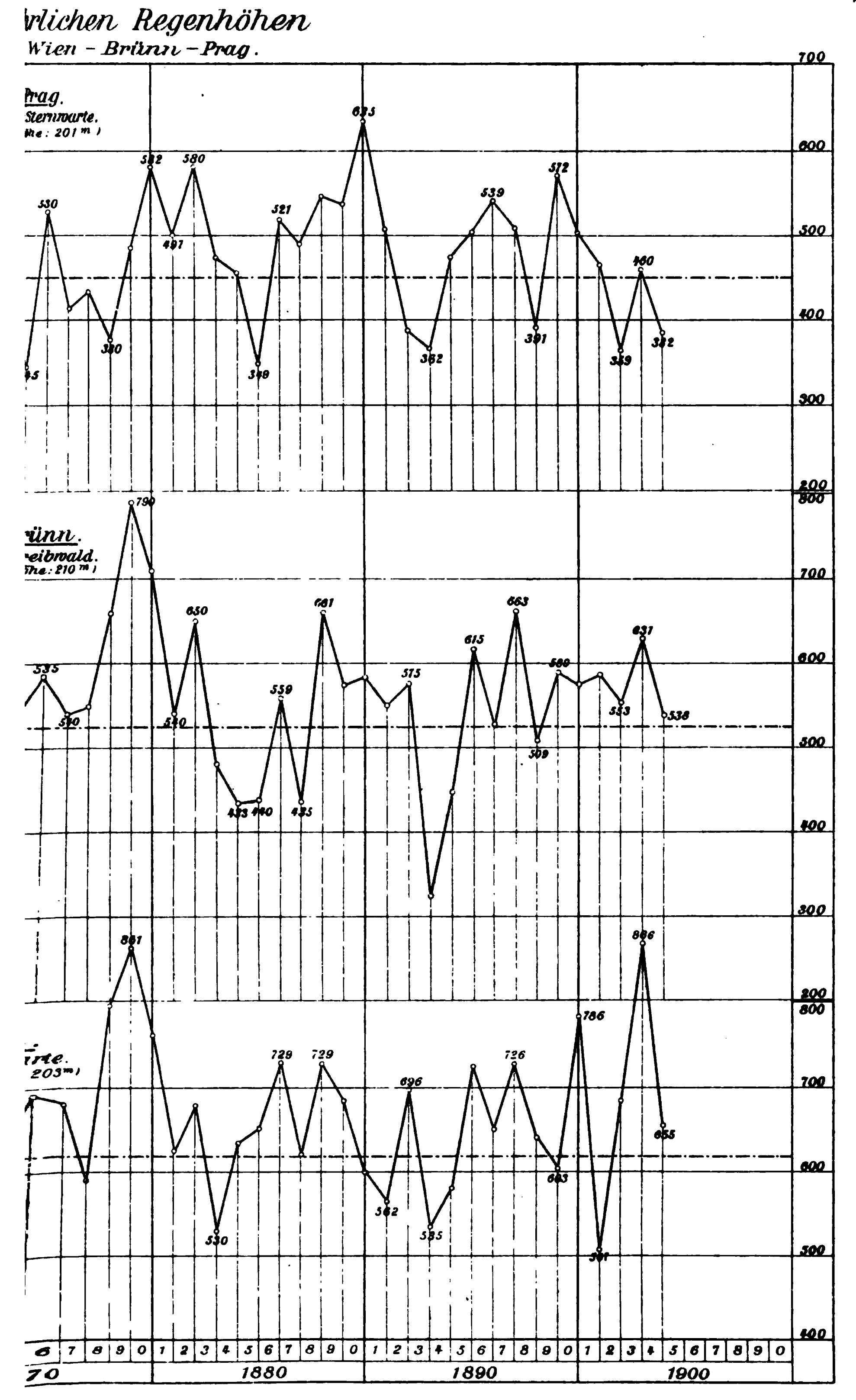


Berlin SW. Hedemannstr. 10.

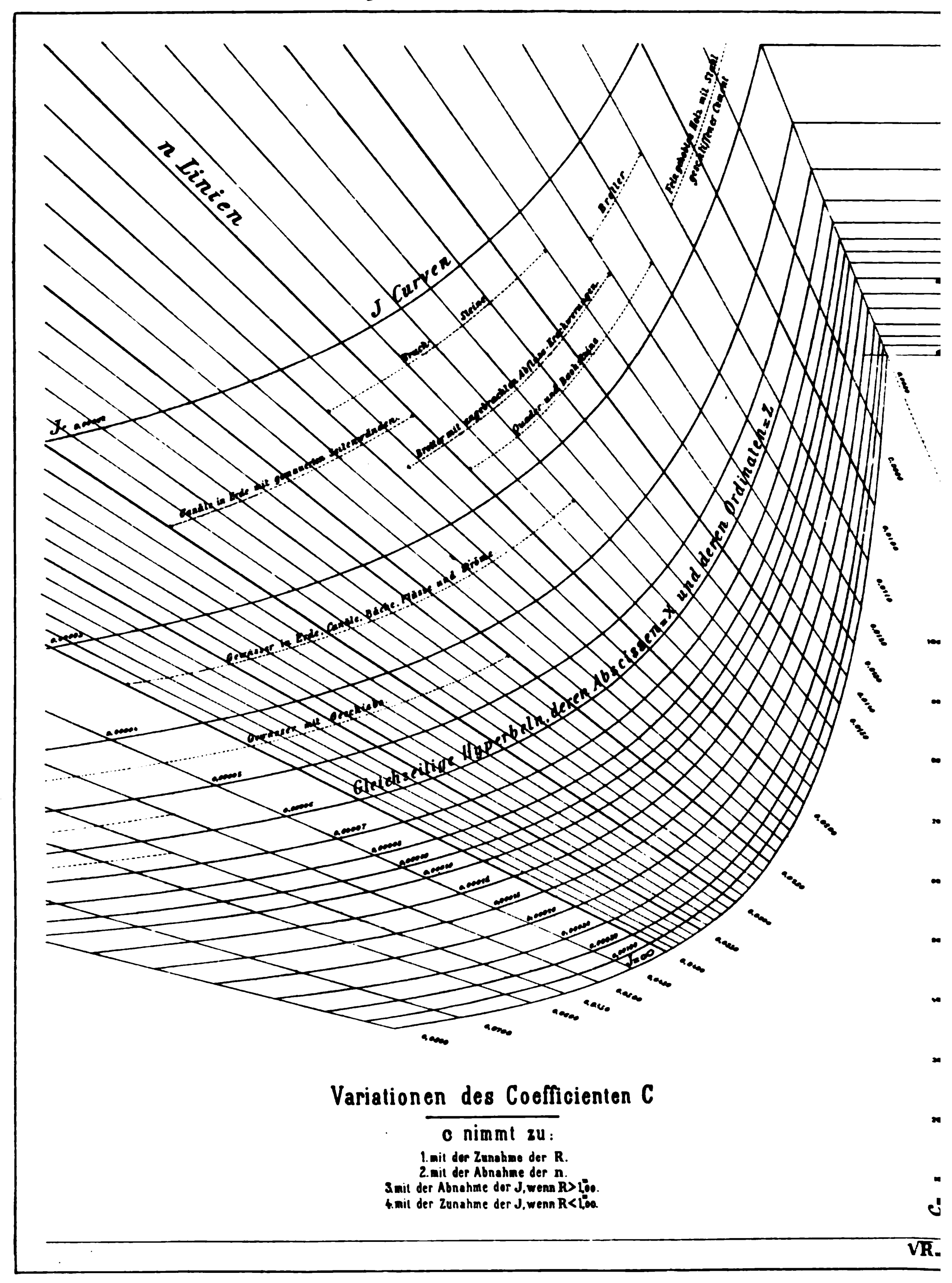


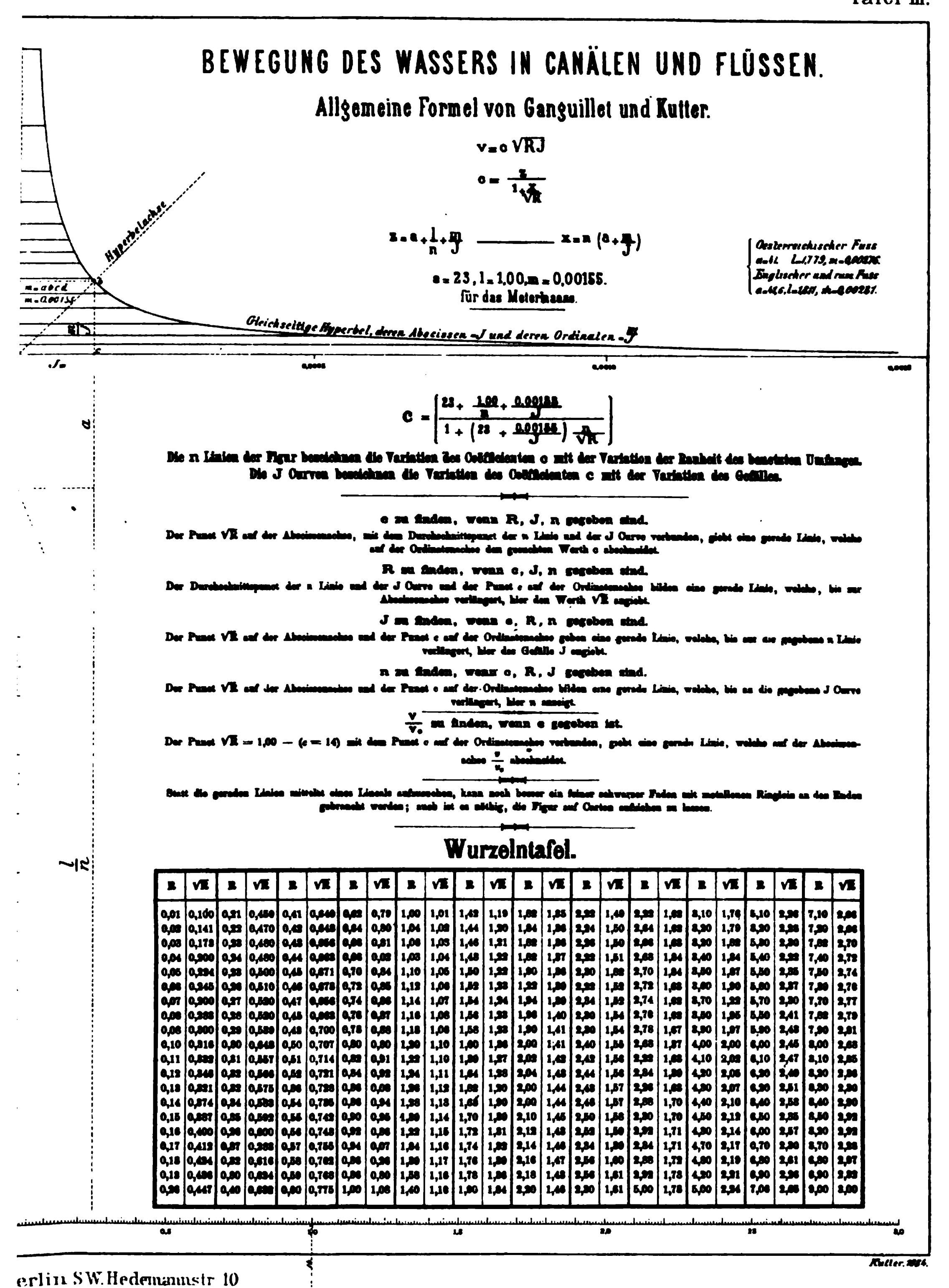
Verlag von Paul Parey in

Tafel II.



in SW. Hedemannstr 10


n Linien
J Curven
Gleichseitige Hyperbeln, deren Abscissen = X und deren Ordinalen = Z
Variationen des Coefficienten C
c nimmt zu:
1. mit der Zunahme der R.
2. mit der Abnahme der n.
3. mit der Abnahme der J, wenn R > 1,00.
4. mit der Zunahme der J, wenn R < 1,00.
VR.



BEWEGUNG DES WASSERS IN CANÄLEN UND FLÜSSEN.

Allgemeine Formel von Ganguillet und Kutter.

$$v = c\sqrt{RJ}$$

$$c = \frac{x}{1 + \frac{x}{\sqrt{R}}}$$

$$x = a + \frac{l}{n} + \frac{m}{J} \quad \text{———} \quad x = n\left(a + \frac{m}{J}\right)$$

$a = 23,\ l = 1{,}00,\ m = 0{,}00155.$
für das Metermaass.

Oesterreichischer Fuss
a = 41, l = 1,779, m = 0,00276(?)
Englischer und russ. Fuss
a = 41,6, l = 1,811, m = 0,00281.

$$c = \left[\frac{23 + \frac{1{,}00}{n} + \frac{0{,}00155}{J}}{1 + \left(23 + \frac{0{,}00155}{J}\right)\frac{n}{\sqrt{R}}}\right]$$

Die n Linien der Figur bezeichnen die Variation des Coëfficienten c mit der Variation der Rauheit des benetzten Umfanges.
Die J Curven bezeichnen die Variation des Coëfficienten c mit der Variation des Gefälles.

c zu finden, wenn R, J, n gegeben sind.

Der Punct $\sqrt{R}$ auf der Abscissenachse, mit dem Durchschnittspunct der n Linie und der J Curve verbunden, giebt eine gerade Linie, welche auf der Ordinatenachse den gesuchten Werth c abschneidet.

R zu finden, wenn c, J, n gegeben sind.

Der Durchschnittspunct der n Linie und der J Curve und der Punct c auf der Ordinatenachse bilden eine gerade Linie, welche, bis zur Abscissenachse verlängert, hier den Werth $\sqrt{R}$ angiebt.

J zu finden, wenn c, R, n gegeben sind.

Der Punct $\sqrt{R}$ auf der Abscissenachse und der Punct c auf der Ordinatenachse geben eine gerade Linie, welche, bis zur gegebenen n Linie verlängert, hier das Gefälle J angiebt.

n zu finden, wenn c, R, J gegeben sind.

Der Punct $\sqrt{R}$ auf der Abscissenachse und der Punct c auf der Ordinatenachse bilden eine gerade Linie, welche, bis an die gegebene J Curve verlängert, hier n anzeigt.

$\frac{v}{v_0}$ zu finden, wenn c gegeben ist.

Der Punct $\sqrt{R} = 1{,}00$ — ($c = 14$) mit dem Punct c auf der Ordinatenachse verbunden, giebt eine gerade Linie, welche auf der Abscissenachse $\frac{v}{v_0}$ abschneidet.

Statt die geraden Linien mittelst eines Lineals aufzusuchen, kann noch besser ein feiner schwarzer Faden mit metallenen Ringlein an den Enden gebraucht werden; auch ist es nöthig, die Figur auf Carton aufziehen zu lassen.

Wurzeltafel.

R	√R	R	√R	R	√R	R	√R	R	√R	R	√R	R	√R	R	√R	R	√R	R	√R	R	√R	R	√R
0,01	0,100	0,21	0,458	0,41	0,640	0,62	0,79	1,02	1,01	1,42	1,19	1,82	1,35	2,22	1,49	2,62	1,62	3,10	1,76	5,10	2,26	7,10	2,66
0,02	0,141	0,22	0,470	0,42	0,648	0,64	0,80	1,04	1,02	1,44	1,20	1,84	1,36	2,24	1,50	2,64	1,62	3,20	1,79	5,20	2,28	7,20	2,68
0,03	0,173	0,23	0,480	0,43	0,656	0,66	0,81	1,06	1,03	1,46	1,21	1,86	1,36	2,26	1,50	2,66	1,63	3,30	1,82	5,30	2,30	7,30	2,70
0,04	0,200	0,24	0,490	0,44	0,663	0,68	0,82	1,08	1,04	1,48	1,22	1,88	1,37	2,28	1,51	2,68	1,64	3,40	1,84	5,40	2,32	7,40	2,72
0,05	0,224	0,25	0,500	0,45	0,671	0,70	0,84	1,10	1,05	1,50	1,22	1,90	1,38	2,30	1,52	2,70	1,64	3,50	1,87	5,50	2,35	7,50	2,74
0,06	0,245	0,26	0,510	0,46	0,678	0,72	0,85	1,12	1,06	1,52	1,23	1,92	1,39	2,32	1,52	2,72	1,65	3,60	1,90	5,60	2,37	7,60	2,76
0,07	0,265	0,27	0,520	0,47	0,686	0,74	0,86	1,14	1,07	1,54	1,24	1,94	1,39	2,34	1,53	2,74	1,66	3,70	1,92	5,70	2,39	7,70	2,77
0,08	0,283	0,28	0,529	0,48	0,693	0,76	0,87	1,16	1,08	1,56	1,25	1,96	1,40	2,36	1,54	2,76	1,66	3,80	1,95	5,80	2,41	7,80	2,79
0,09	0,300	0,29	0,539	0,49	0,700	0,78	0,88	1,18	1,09	1,58	1,26	1,98	1,41	2,38	1,54	2,78	1,67	3,90	1,97	5,90	2,43	7,90	2,81
0,10	0,316	0,30	0,548	0,50	0,707	0,80	0,89	1,20	1,10	1,60	1,26	2,00	1,41	2,40	1,55	2,80	1,67	4,00	2,00	6,00	2,45	8,00	2,83
0,11	0,332	0,31	0,557	0,51	0,714	0,82	0,91	1,22	1,10	1,62	1,27	2,02	1,42	2,42	1,56	2,82	1,68	4,10	2,02	6,10	2,47	8,10	2,85
0,12	0,346	0,32	0,566	0,52	0,721	0,84	0,92	1,24	1,11	1,64	1,28	2,04	1,43	2,44	1,56	2,84	1,69	4,20	2,05	6,20	2,49	8,20	2,86
0,13	0,361	0,33	0,575	0,53	0,728	0,86	0,93	1,26	1,12	1,66	1,29	2,06	1,44	2,46	1,57	2,86	1,69	4,30	2,07	6,30	2,51	8,30	2,88
0,14	0,374	0,34	0,583	0,54	0,735	0,88	0,94	1,28	1,13	1,68	1,30	2,08	1,44	2,48	1,57	2,88	1,70	4,40	2,10	6,40	2,53	8,40	2,90
0,15	0,387	0,35	0,592	0,55	0,742	0,90	0,95	1,30	1,14	1,70	1,30	2,10	1,45	2,50	1,58	2,90	1,70	4,50	2,12	6,50	2,55	8,50	2,92
0,16	0,400	0,36	0,600	0,56	0,748	0,92	0,96	1,32	1,15	1,72	1,31	2,12	1,46	2,52	1,59	2,92	1,71	4,60	2,14	6,60	2,57	8,60	2,93
0,17	0,412	0,37	0,608	0,57	0,755	0,94	0,97	1,34	1,16	1,74	1,32	2,14	1,46	2,54	1,59	2,94	1,71	4,70	2,17	6,70	2,59	8,70	2,95
0,18	0,424	0,38	0,616	0,58	0,762	0,96	0,98	1,36	1,17	1,76	1,33	2,16	1,47	2,56	1,60	2,96	1,72	4,80	2,19	6,80	2,61	8,80	2,97
0,19	0,436	0,39	0,624	0,59	0,768	0,98	0,99	1,38	1,17	1,78	1,33	2,18	1,48	2,58	1,61	2,98	1,73	4,90	2,21	6,90	2,63	8,90	2,98
0,20	0,447	0,40	0,632	0,60	0,775	1,00	1,00	1,40	1,18	1,80	1,34	2,20	1,48	2,60	1,61	3,00	1,73	5,00	2,24	7,00	2,65	9,00	3,00

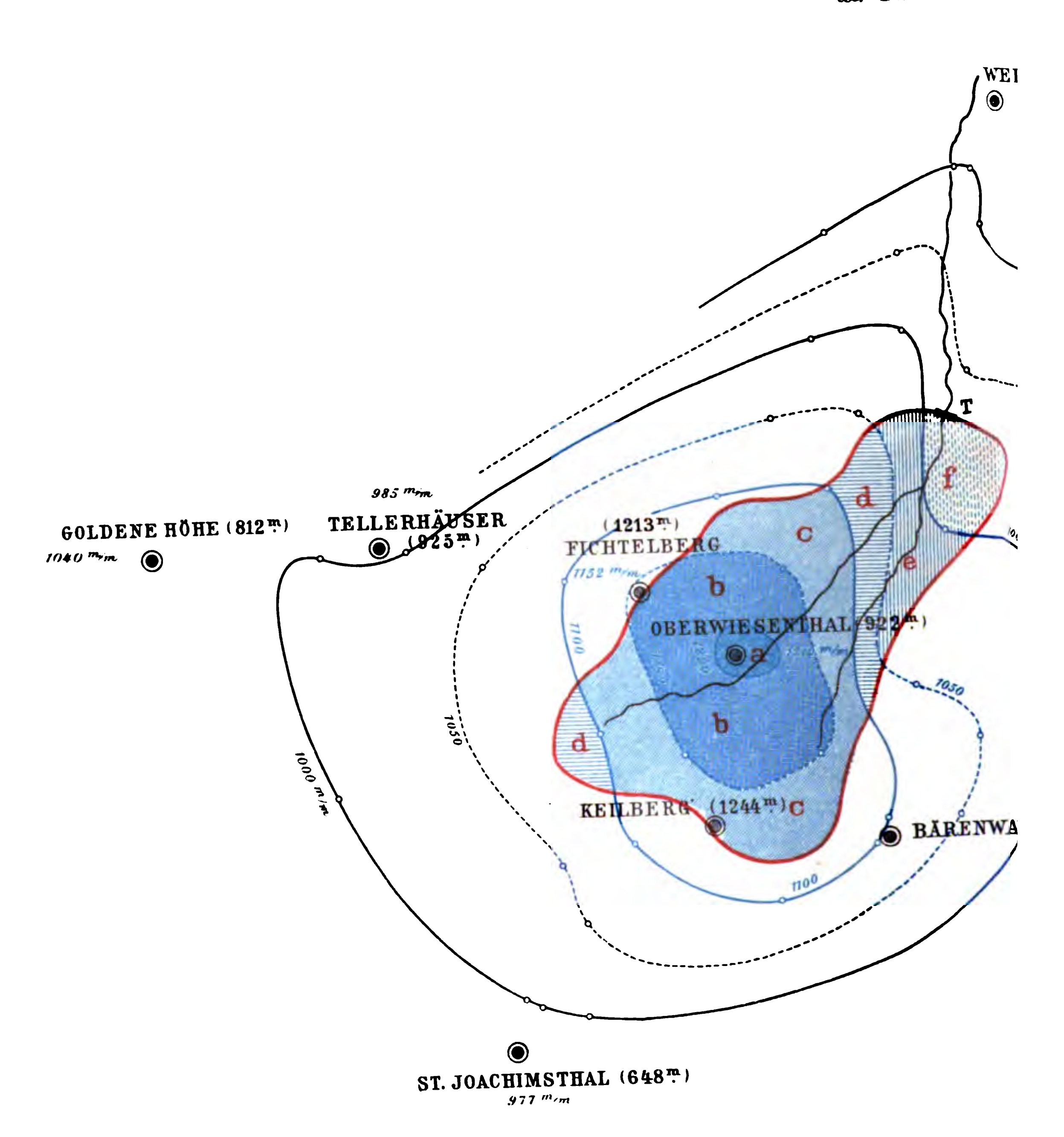
Kutter. 1874.

erlin SW. Hedemannstr 10

Graphiko

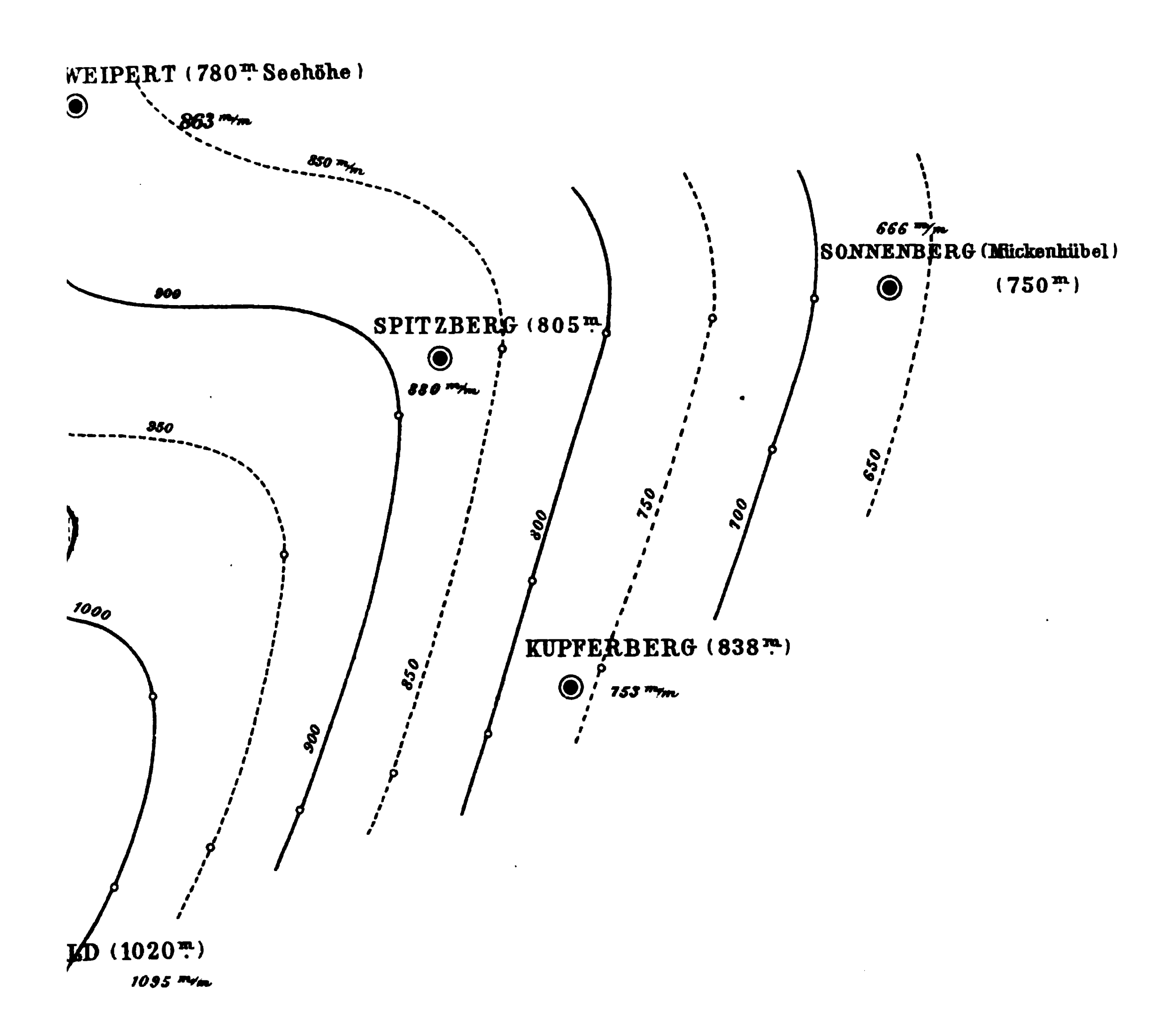
der jährlichen Regenhöhen aus den

der Periode 1894



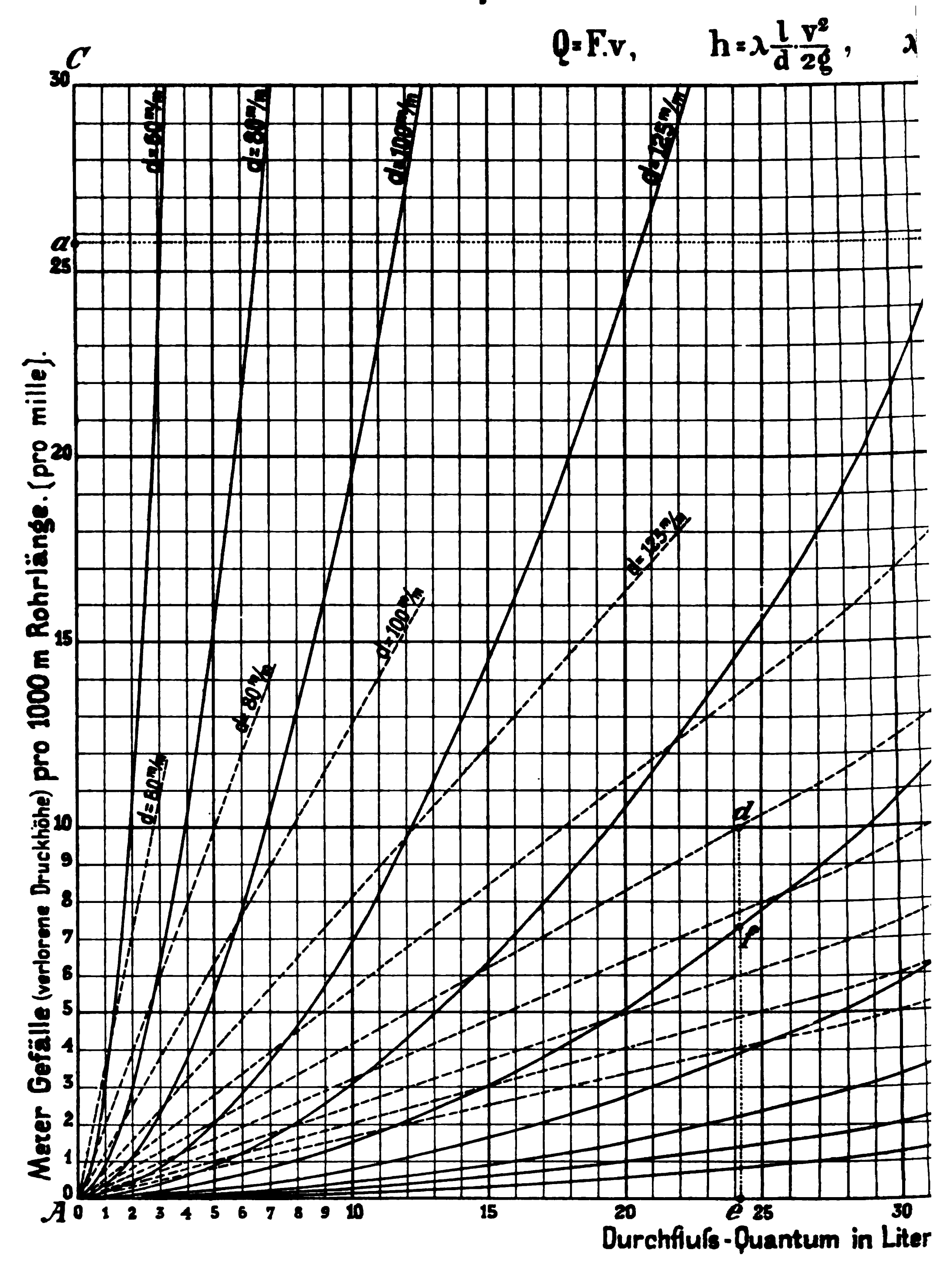
Verlag von Paul Parey in B

kon.
den 10 jähr. Jahresmitteln
94 - 1904.



MAASSTAB :
1:75000.

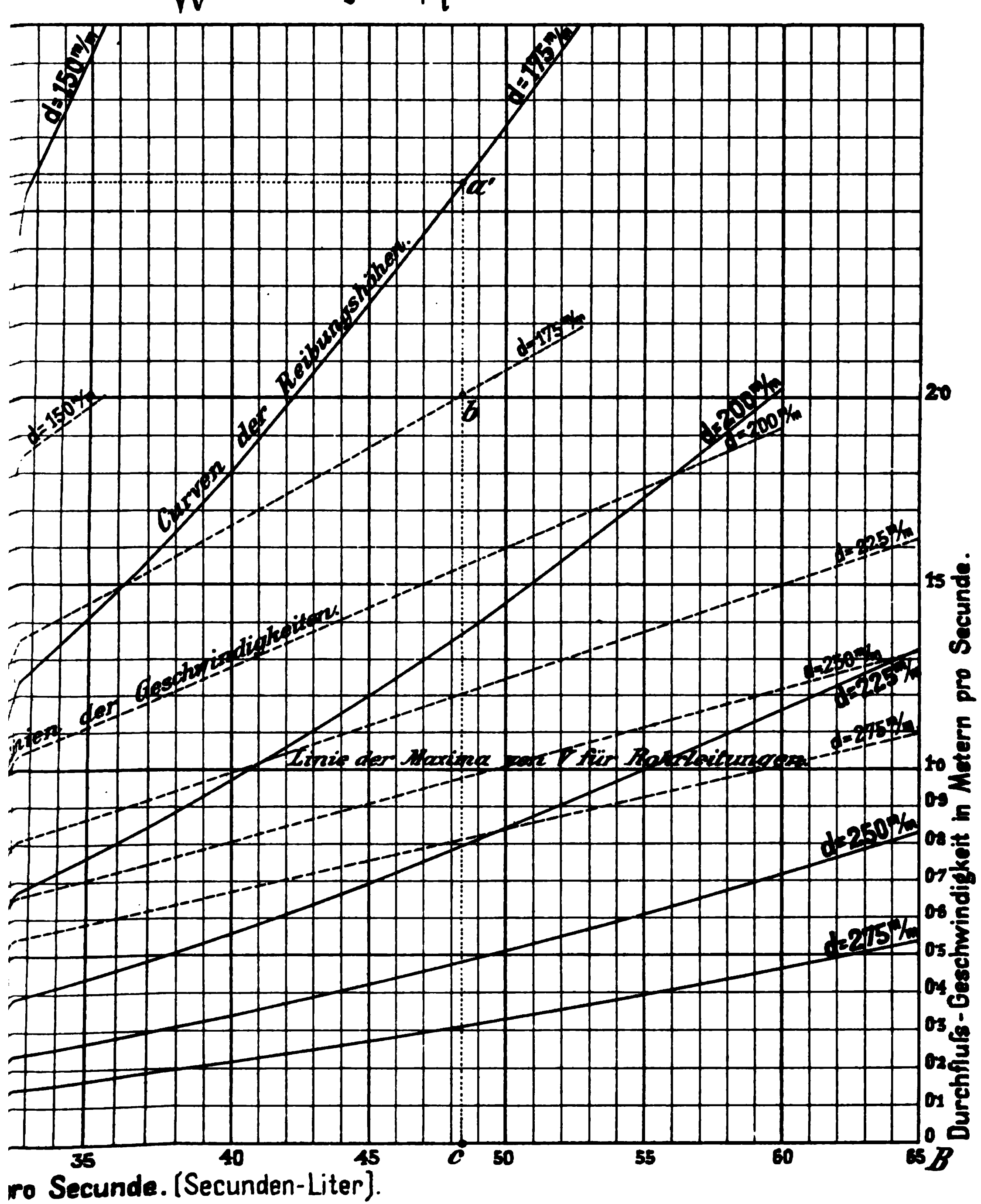
rlin SW. Hedemannstr.10.



Verlag von Paul Parey

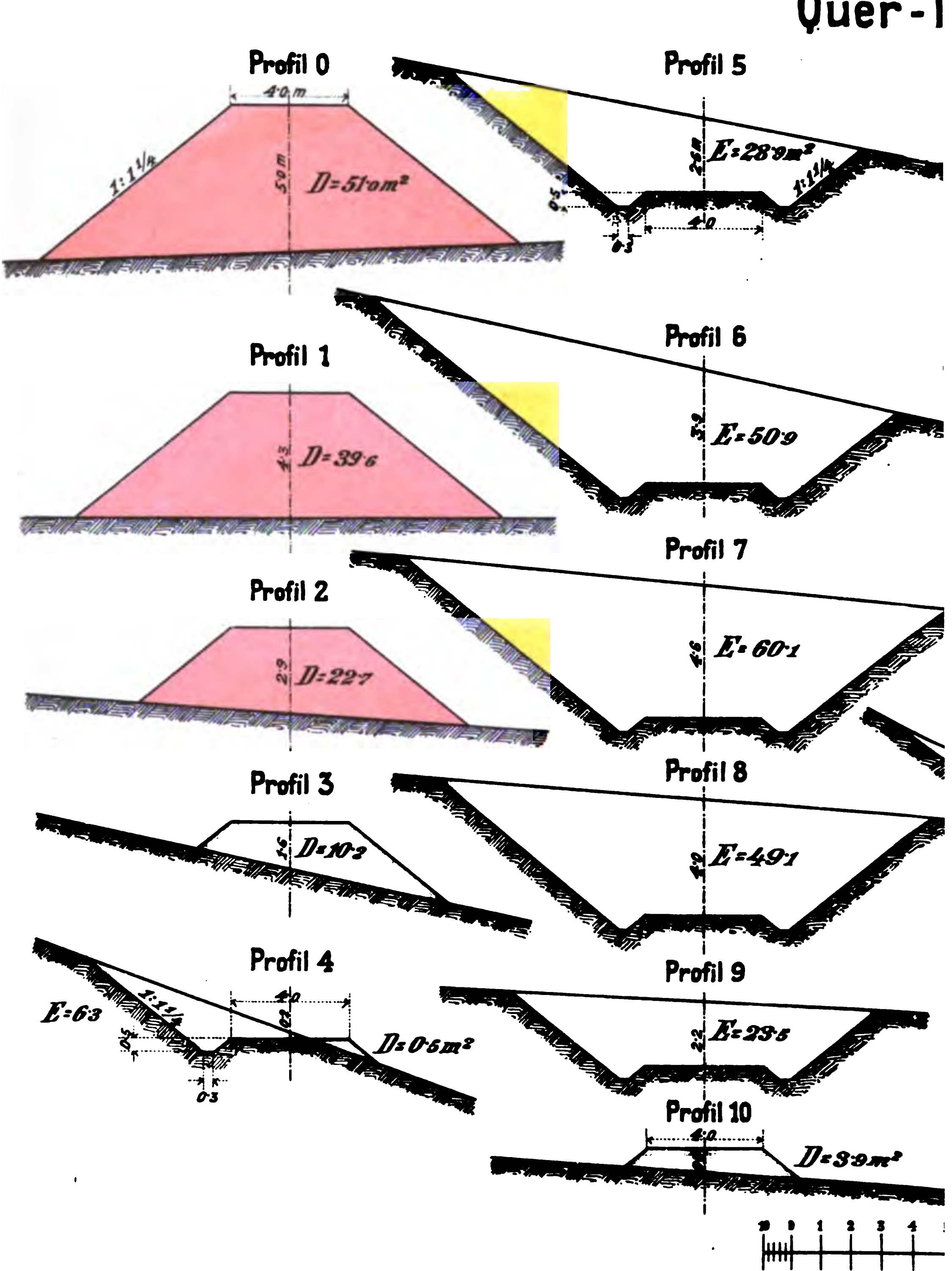
...keiten in volllaufenden Rohrleitungen.

$...0{\cdot}01439 + \frac{0{\cdot}0094711}{\sqrt{V}}$, oder $Q = 1353\sqrt{\frac{d^5}{...}}$.

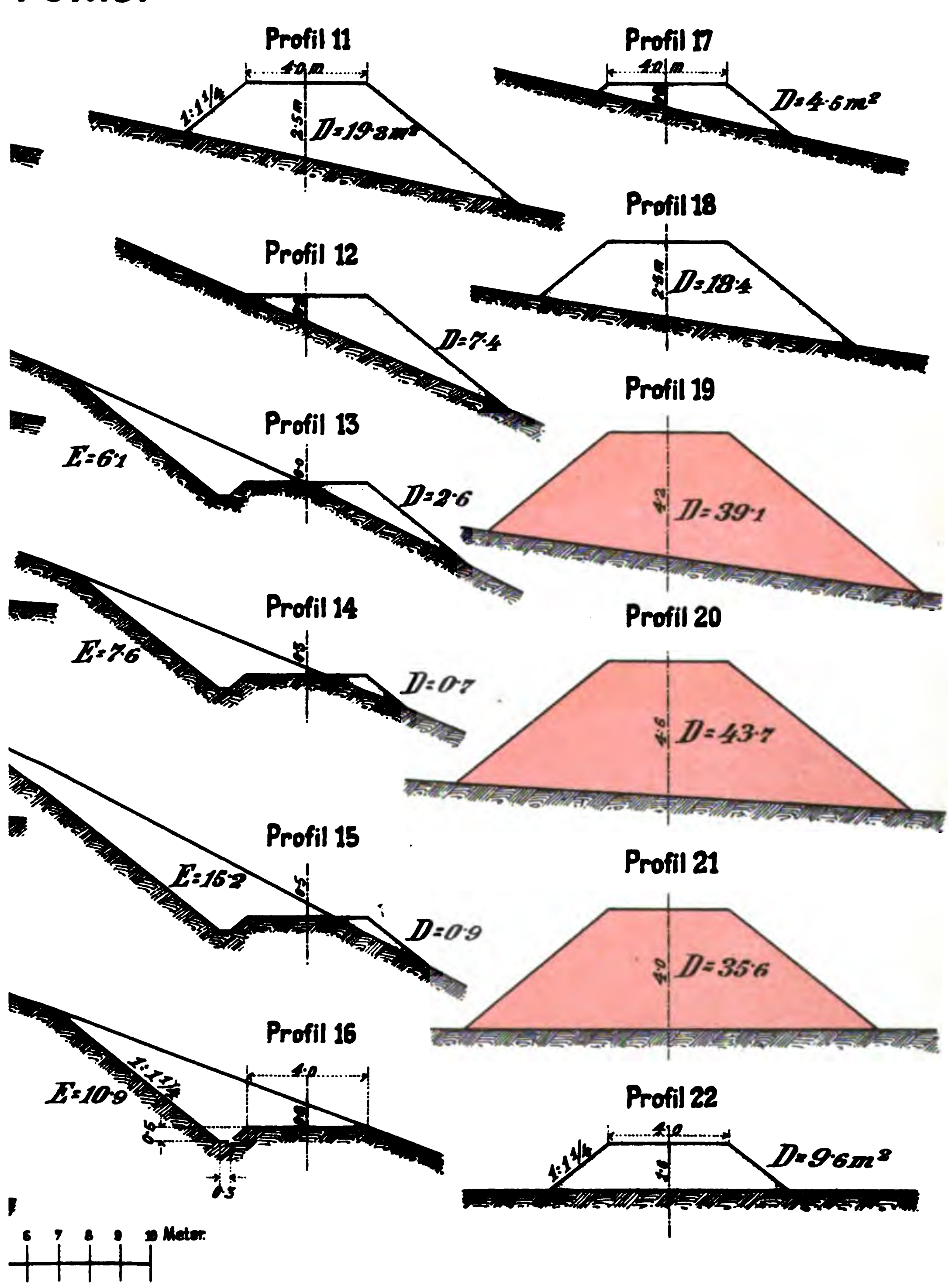


...ro Secunde. (Secunden-Liter).

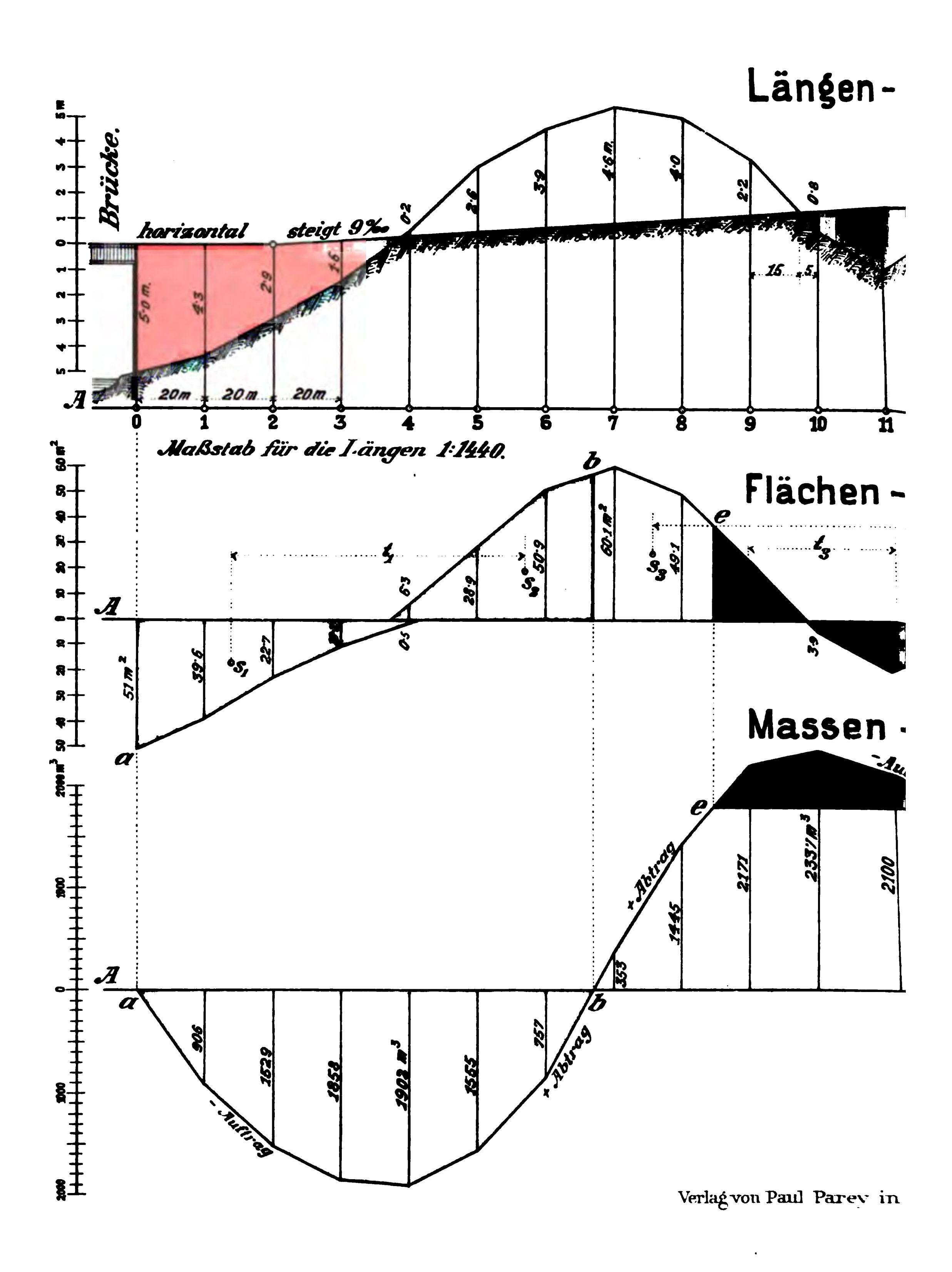
Berlin SW. Hedemannstr. 10.


Quer-I
Profil 0
4·0 m
1:1½
5·0 m
D=51·0 m²
Profil 1
4·3
D=39·6
Profil 2
2·9
D=22·7
Profil 3
D=10·2
Profil 4
E=6·3
4·0
D=0·5 m²
0·3
Profil 5
E=28·9 m²
1:1½
4·0
0·3
Profil 6
E=50·9
Profil 7
E=60·1
Profil 8
E=49·1
Profil 9
2·2
E=23·5
Profil 10
4·0
D=3·9 m²
10 0 1 2 3 4

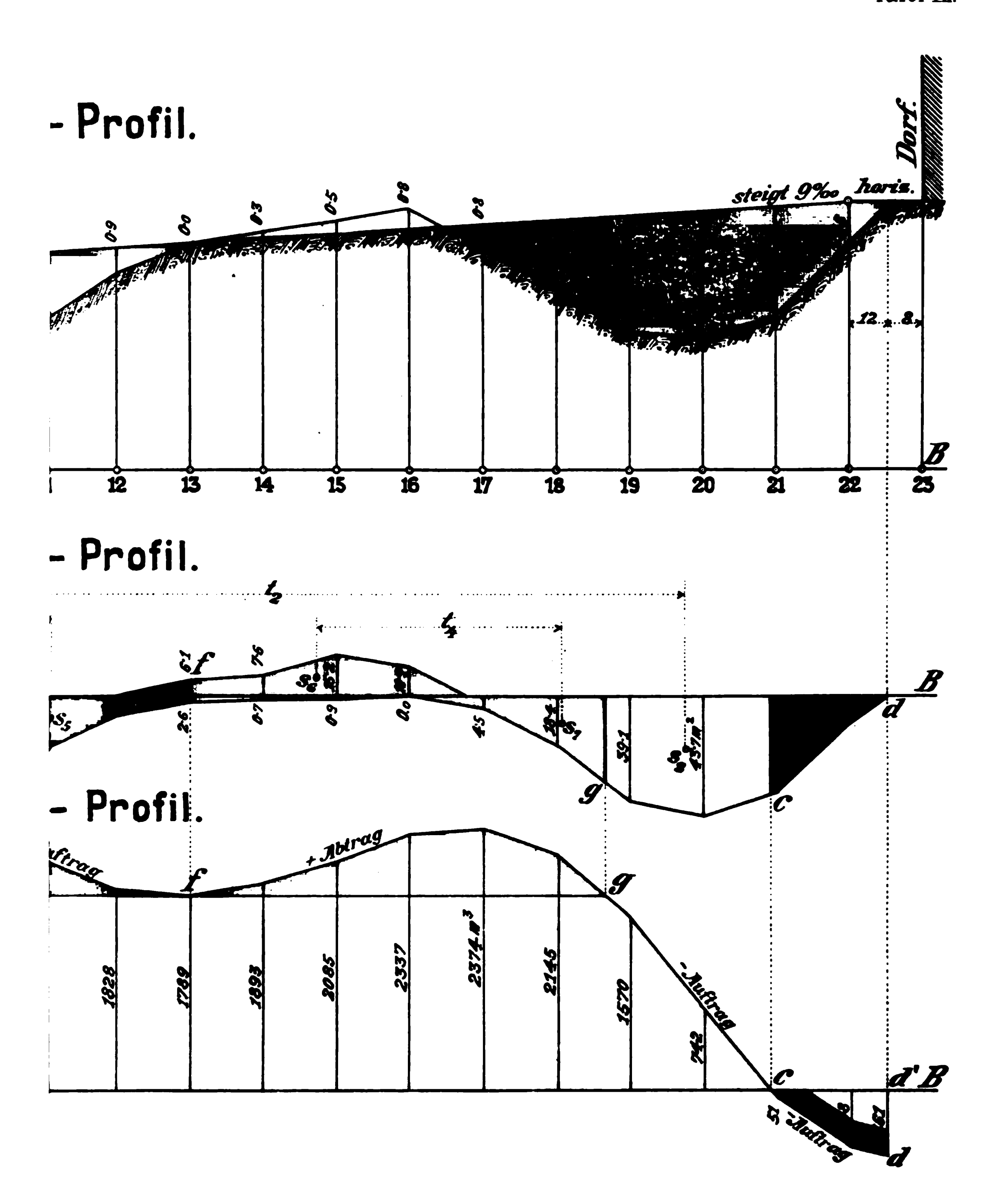
'rofile.



rlin SW. Hedemannstr.10.



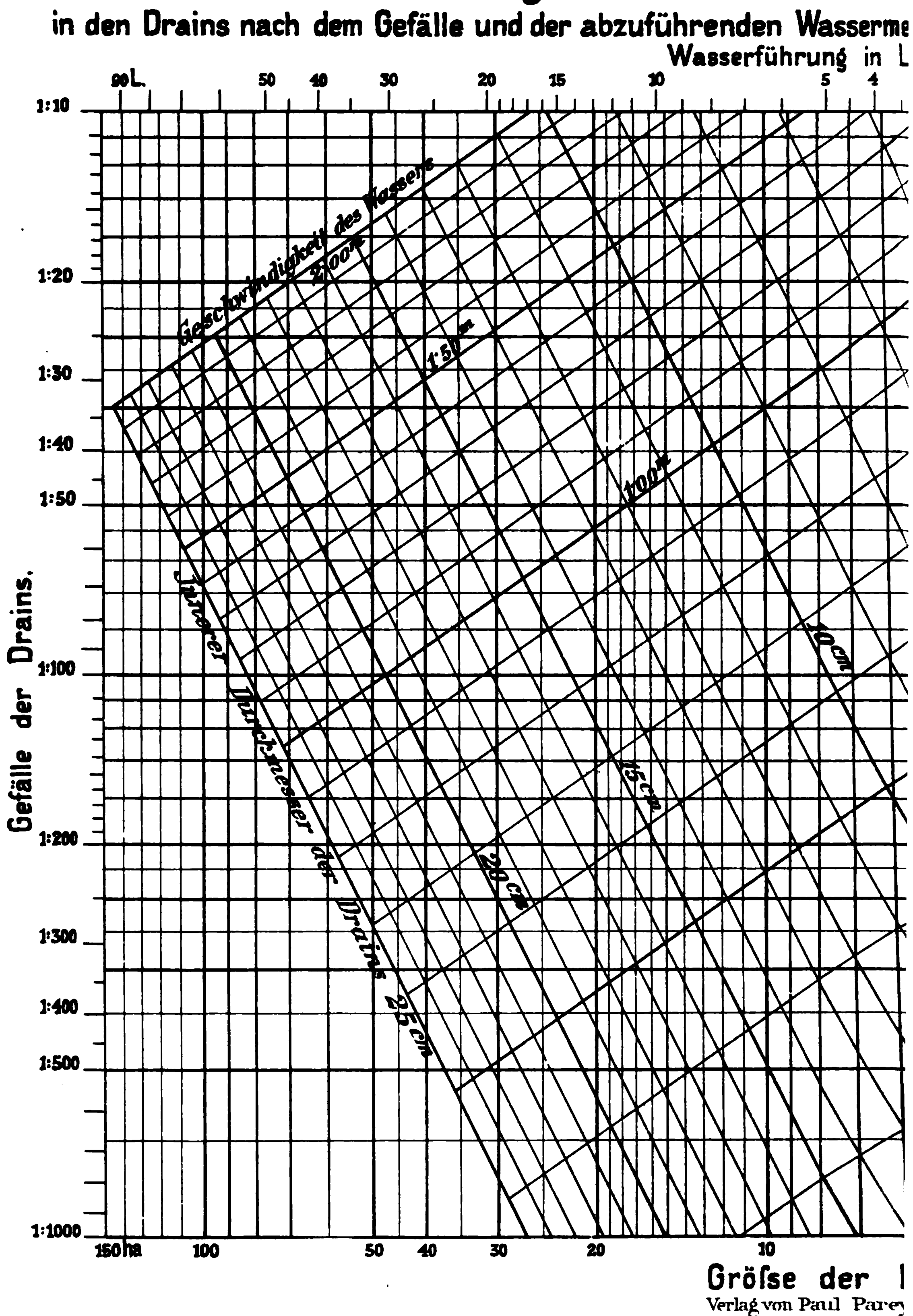
Verlag von Paul Parey in



Berlin SW. Hedemannstr. 10.

Grafikon zur Bestimmung der Drainrohrweit

in den Drains nach dem Gefälle und der abzuführenden Wasserme

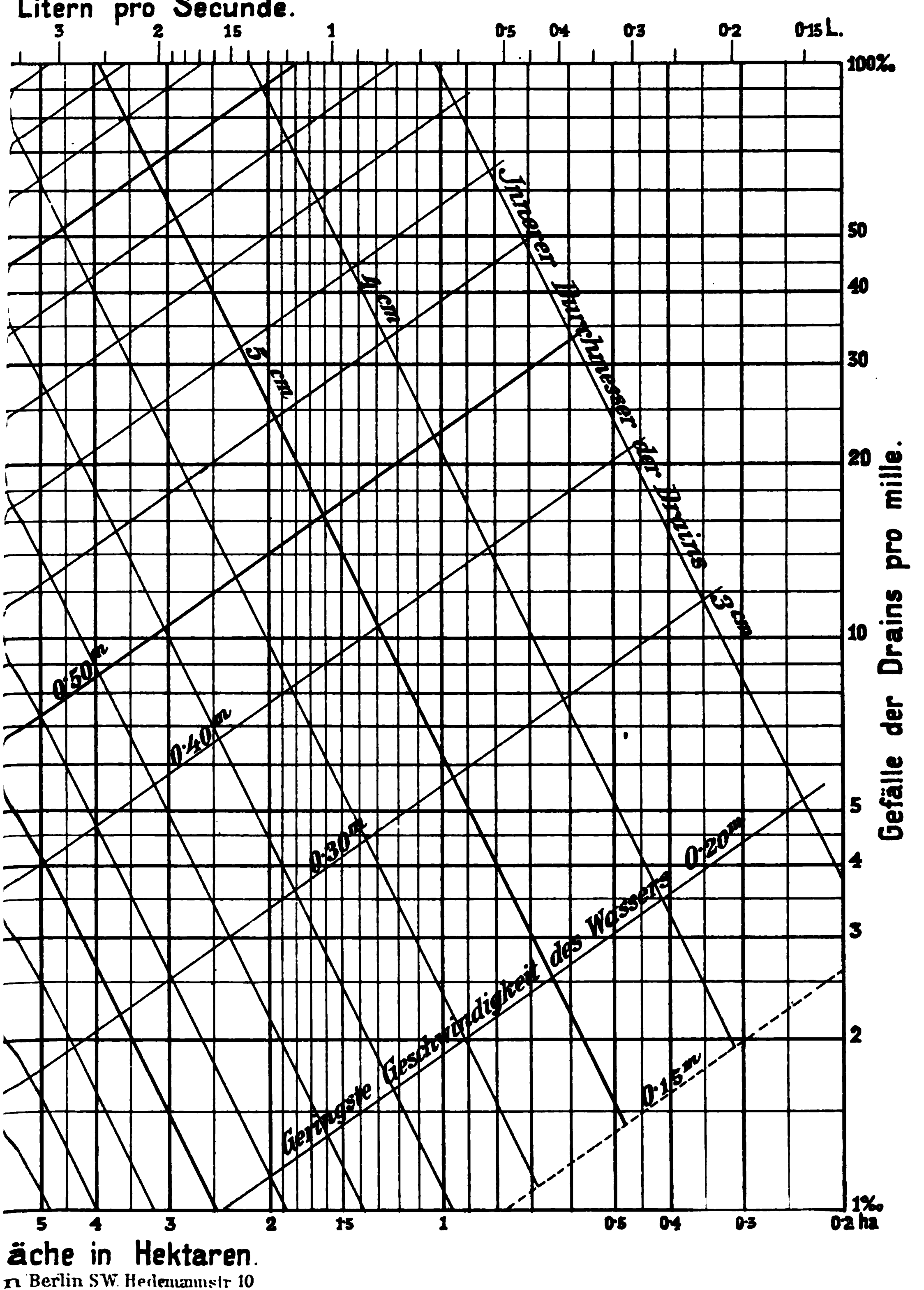


Verlag von Paul Parey

iten und der Geschwindigkeit des Wassers

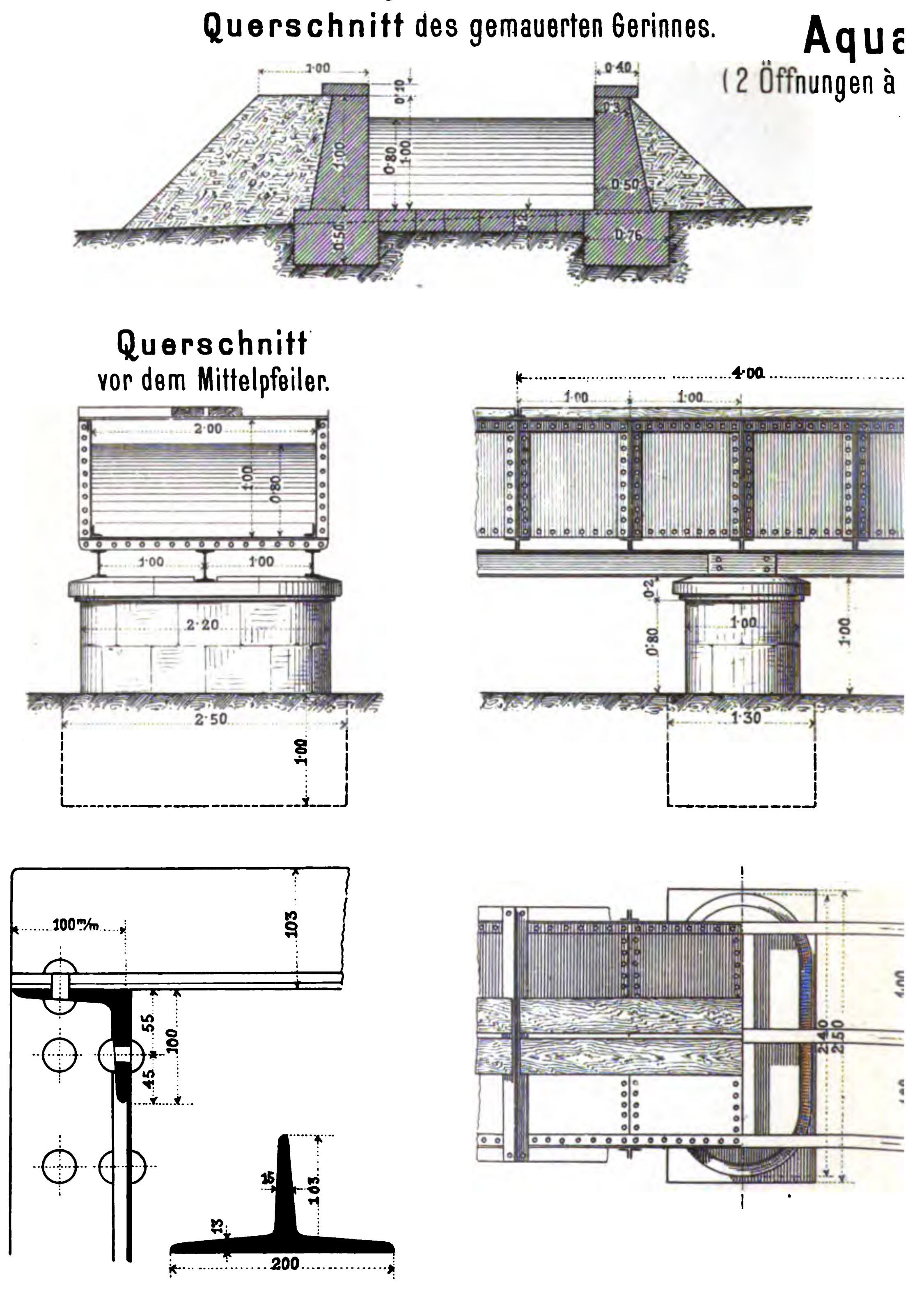
enge, respective der zu entwässernden Fläche. [Q=0·65 Sec.-L. pro ha]

Litern pro Secunde.



äche in Hektaren.

n Berlin SW. Hedemannstr 10



Verlag von Paul Parey in

ıdukt
3m Stützweite).

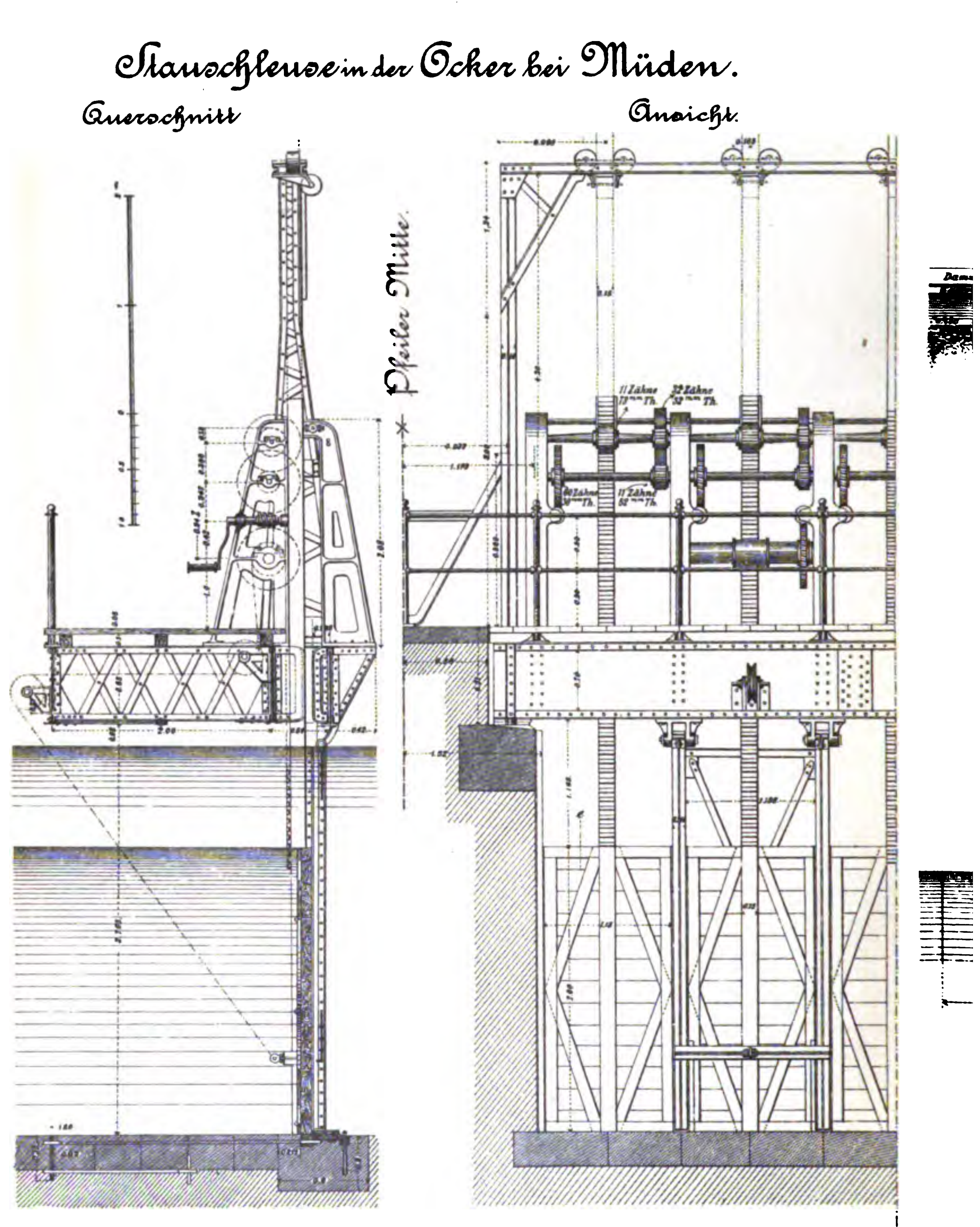
Querschnitt des Blechgerinnes vor dem Landpfeiler.

1·00
2·80
3·10
0·50

Längenansicht.

Daraufsicht.

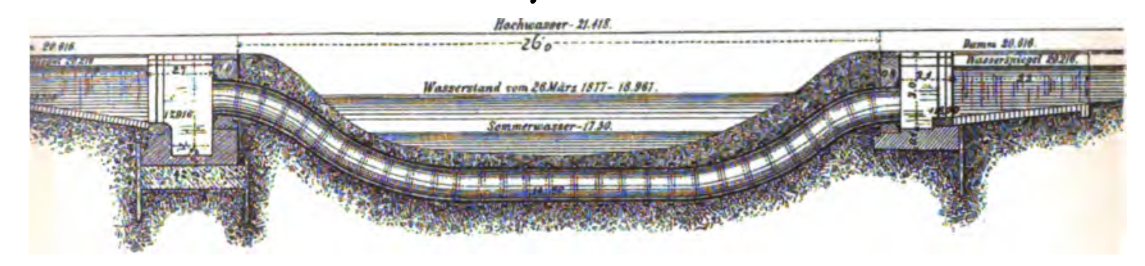
erlin SW. Hedemannstr. 10.



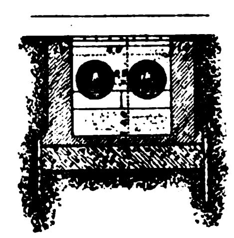
Verlag von Paul Parey in

Unterleitung unter der Aller bei Müden.

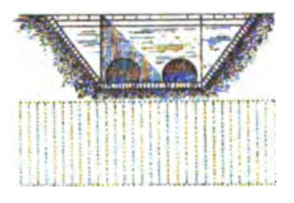
Längenschnitt.



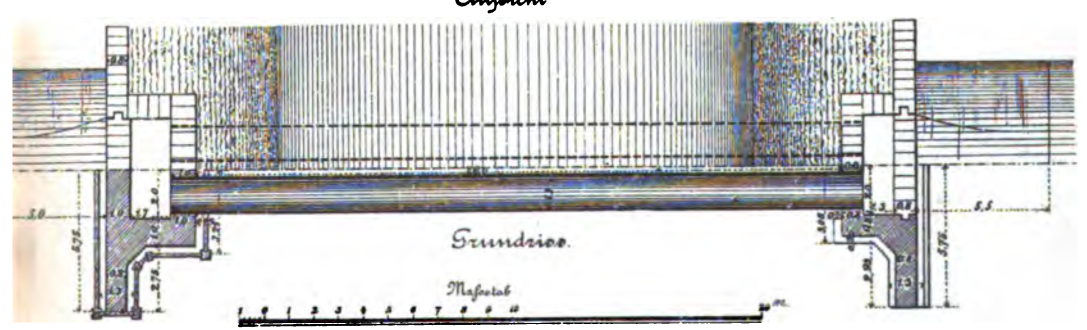
Querschnitt



Ansicht

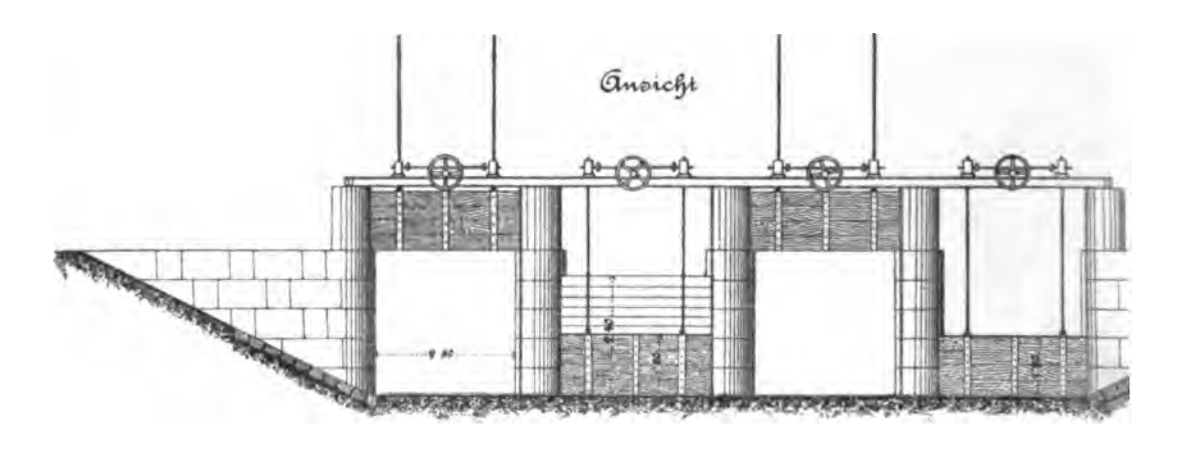


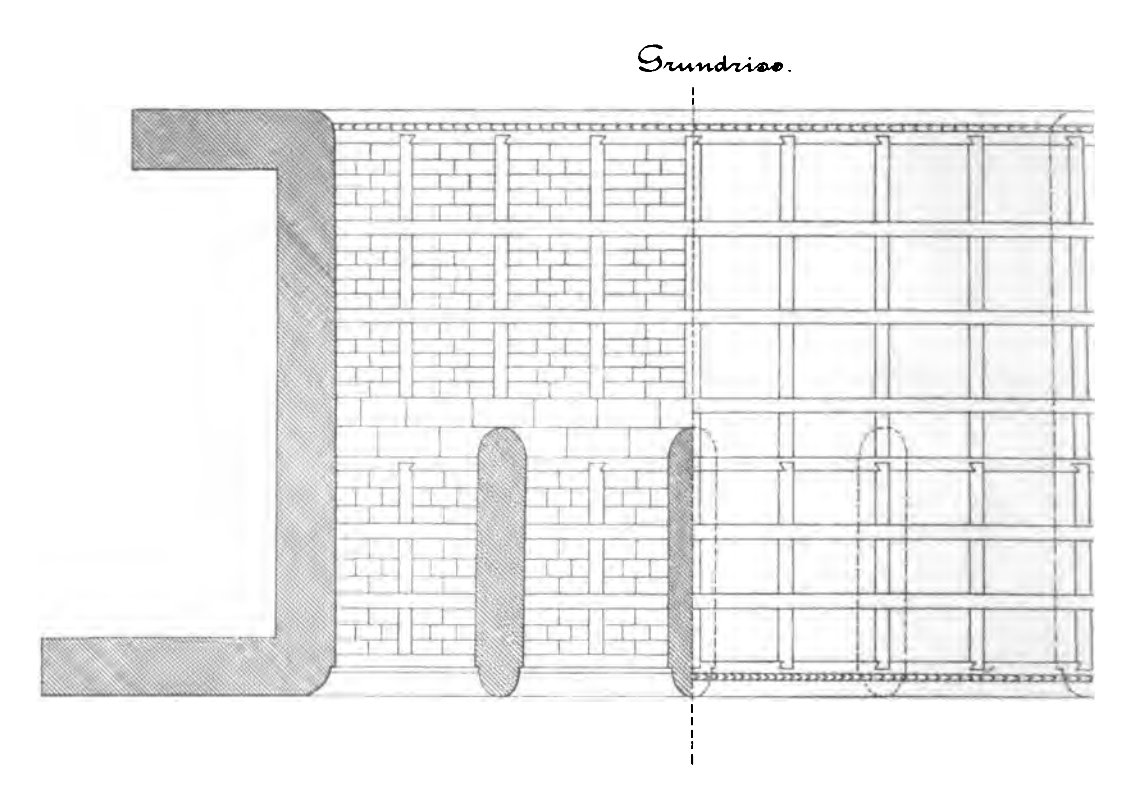
Aufsicht



Berlin SW. Hedemannstr 10

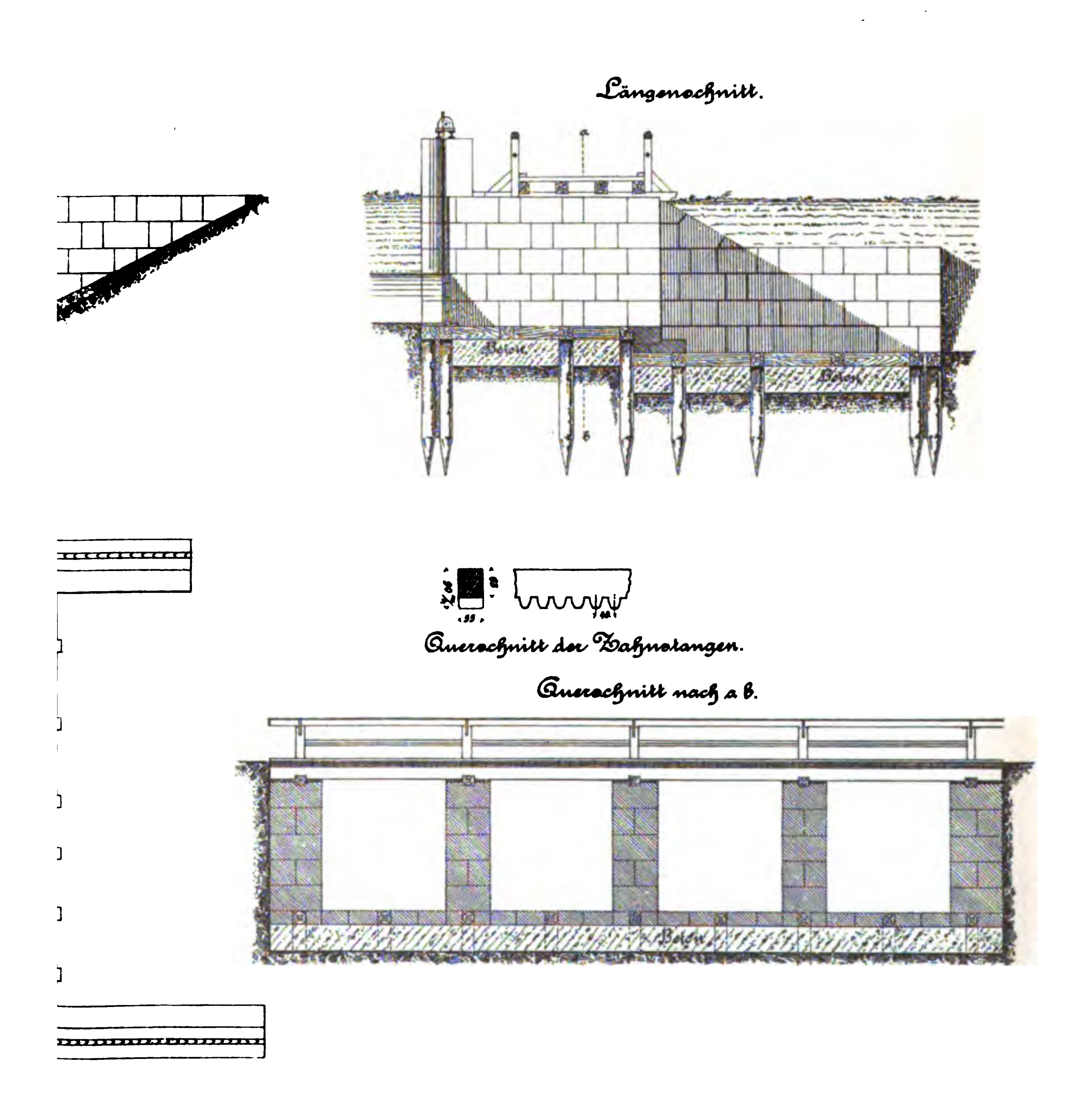
Hauptstauschleusse in



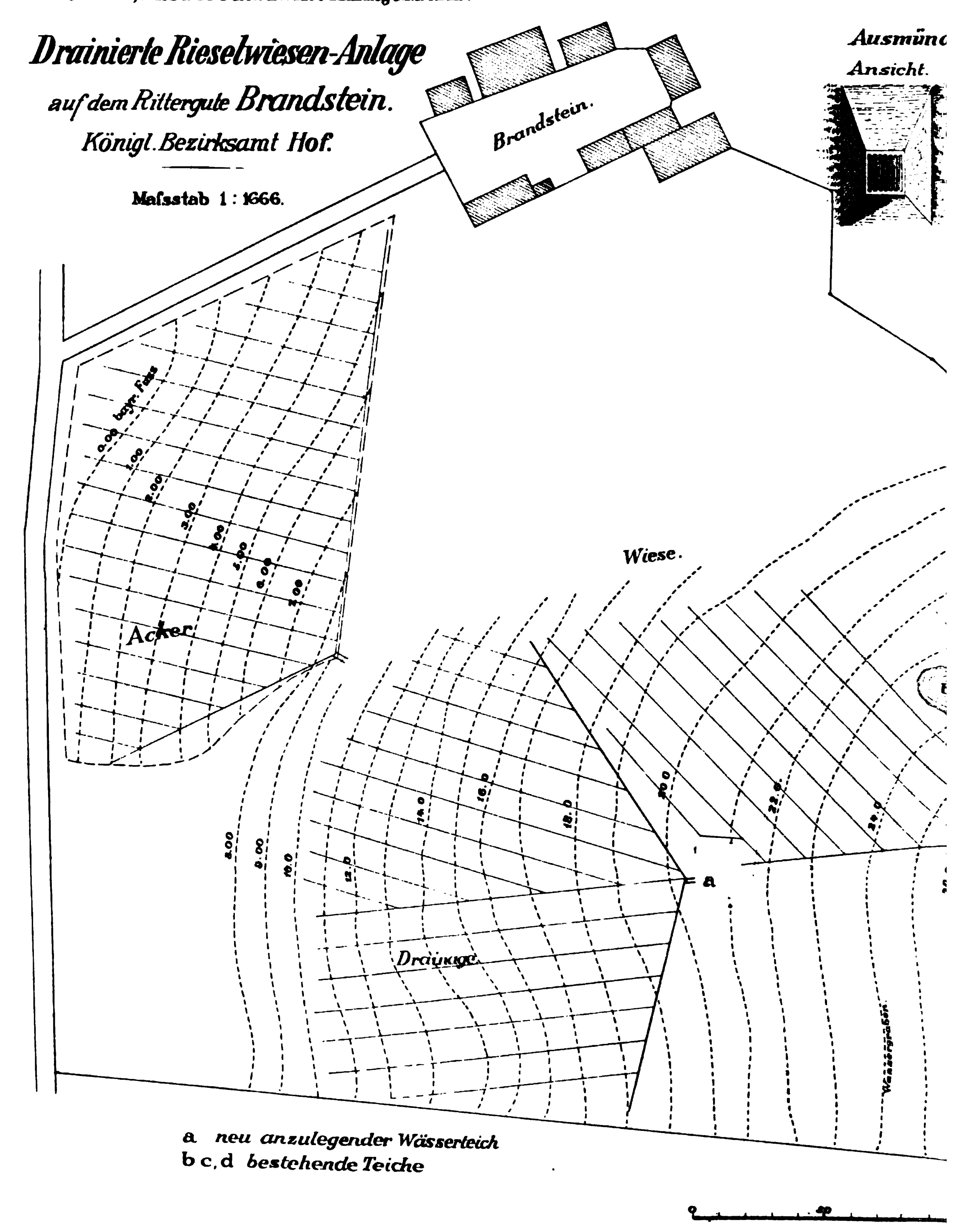


Verlag von Paul Parey

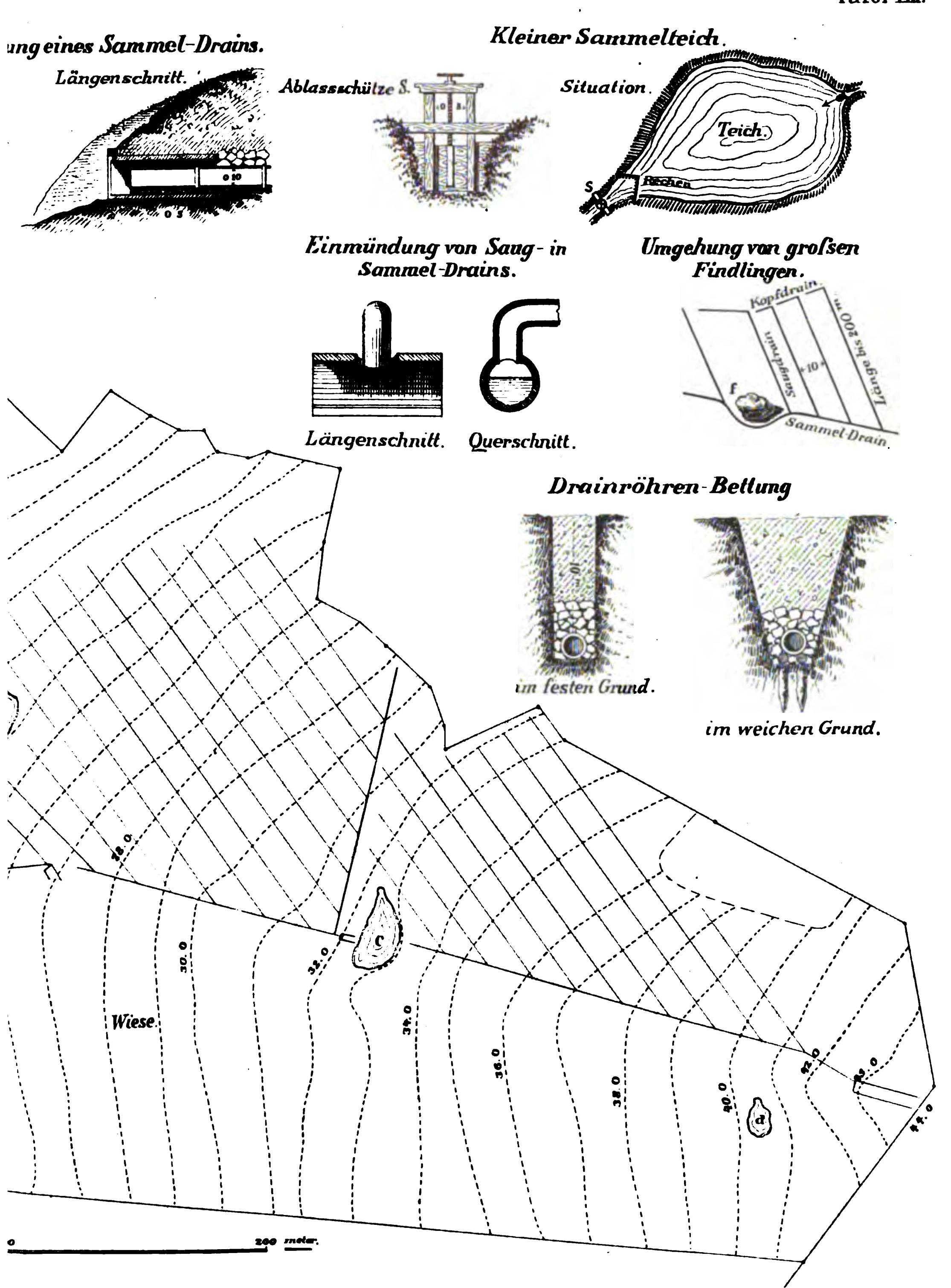
…n Itzflusse bei Baunach.



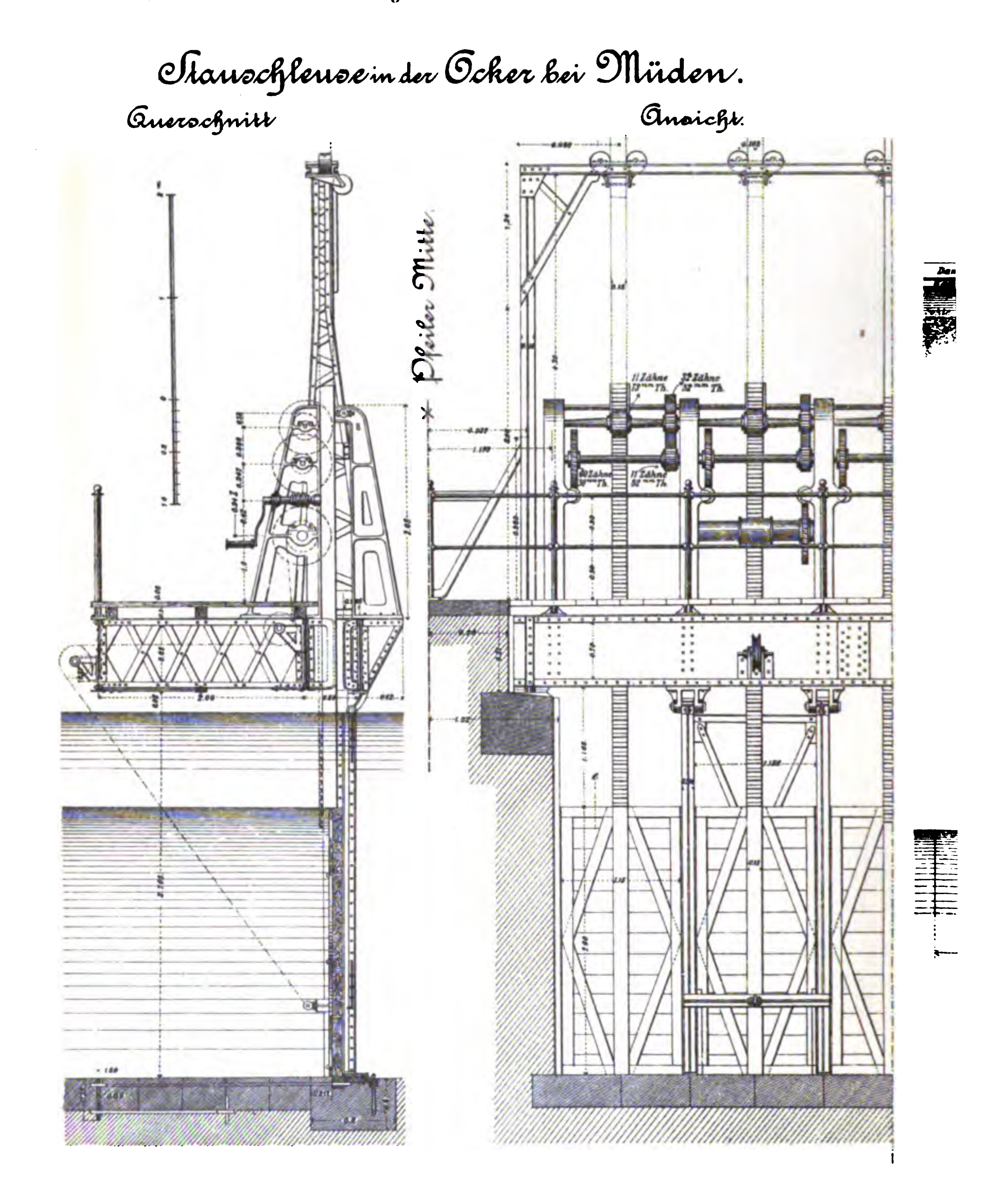
…n Berlin SW. Hedemannstr. 10.



Verlag von Paul Parey ir



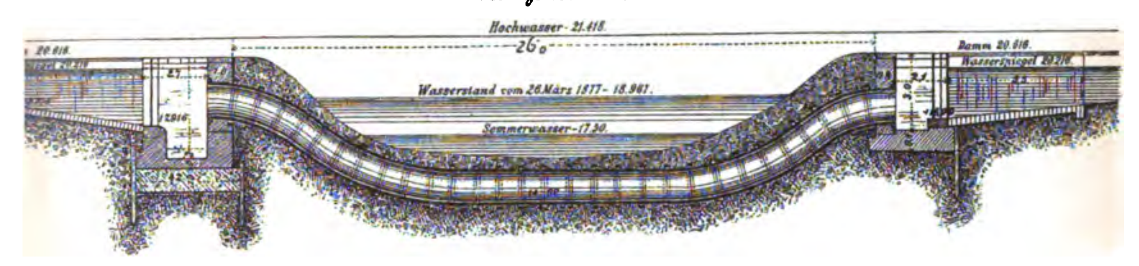
Berlin S W. Hedemannstr. 10.



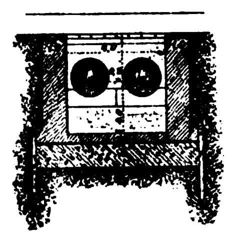
Verlag von Paul Parey in

Unterleitung unter der Aller bei Müden.

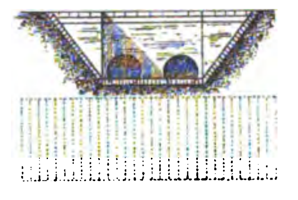
Längenschnitt.



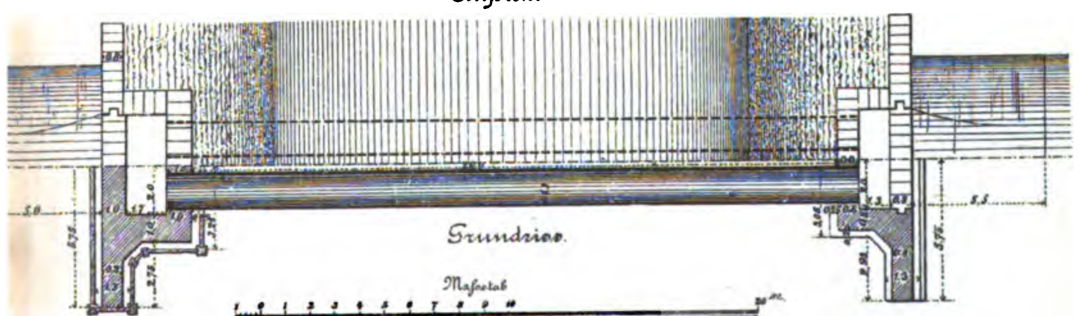
Querschnitt



Ansicht

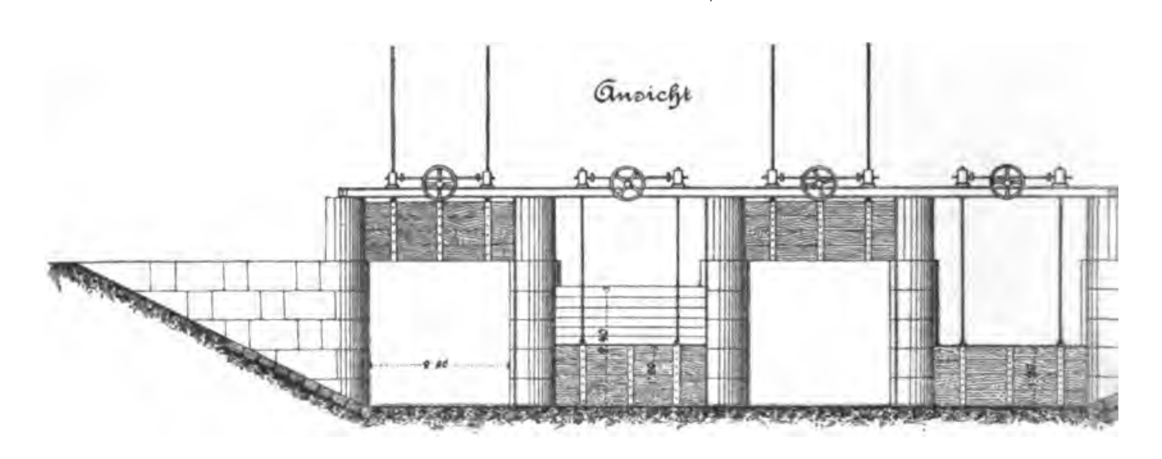


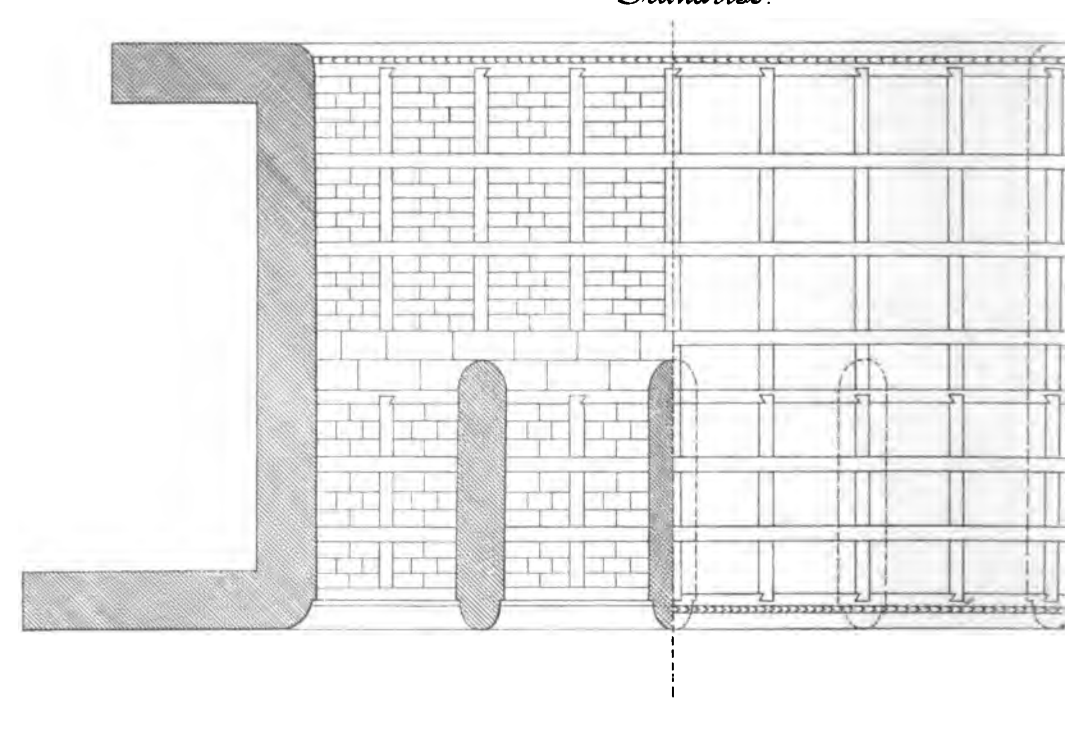
Aufsicht



Berlin S.W. Hedemannstr 10

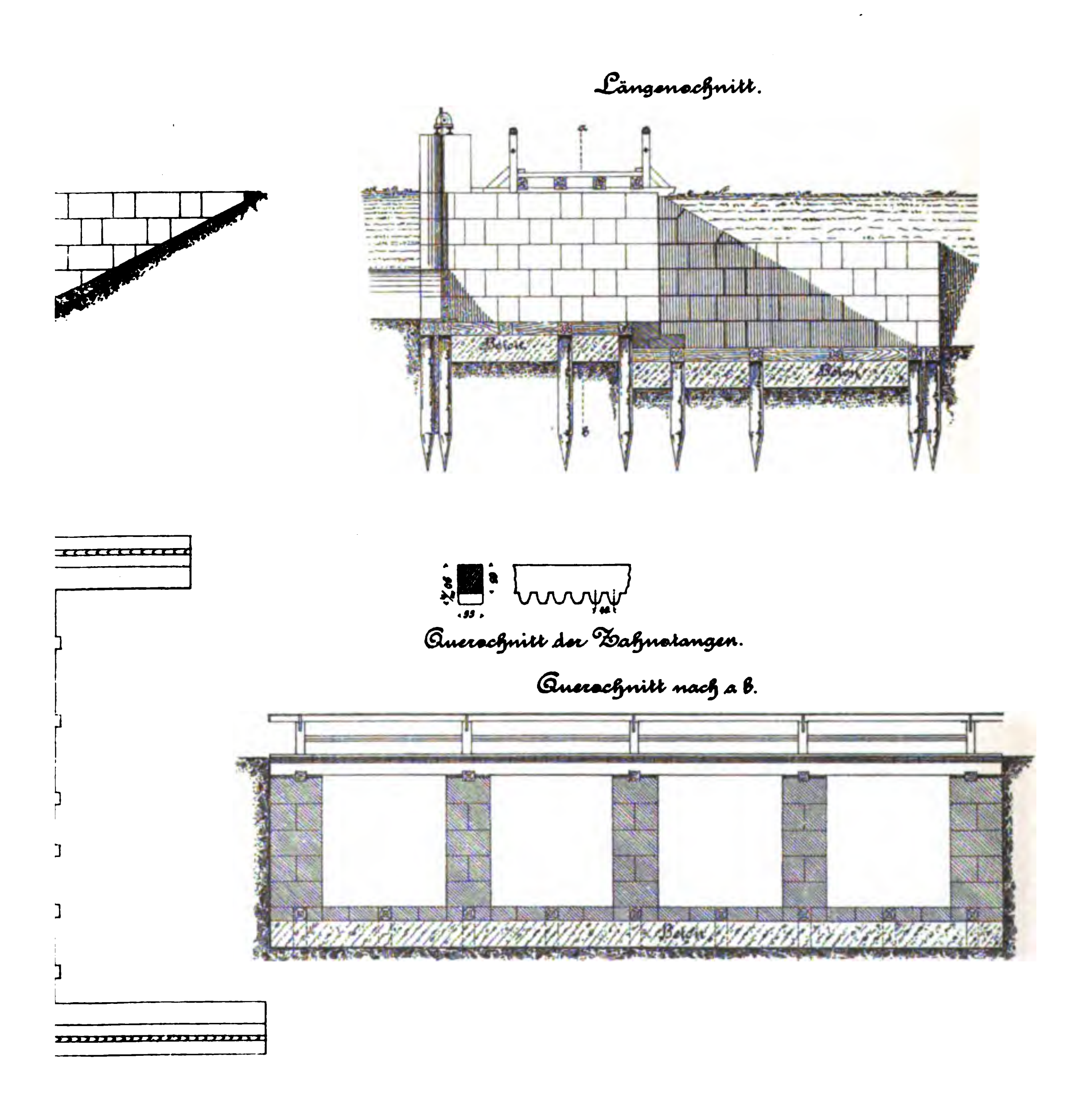
Hauptstauschleuse i



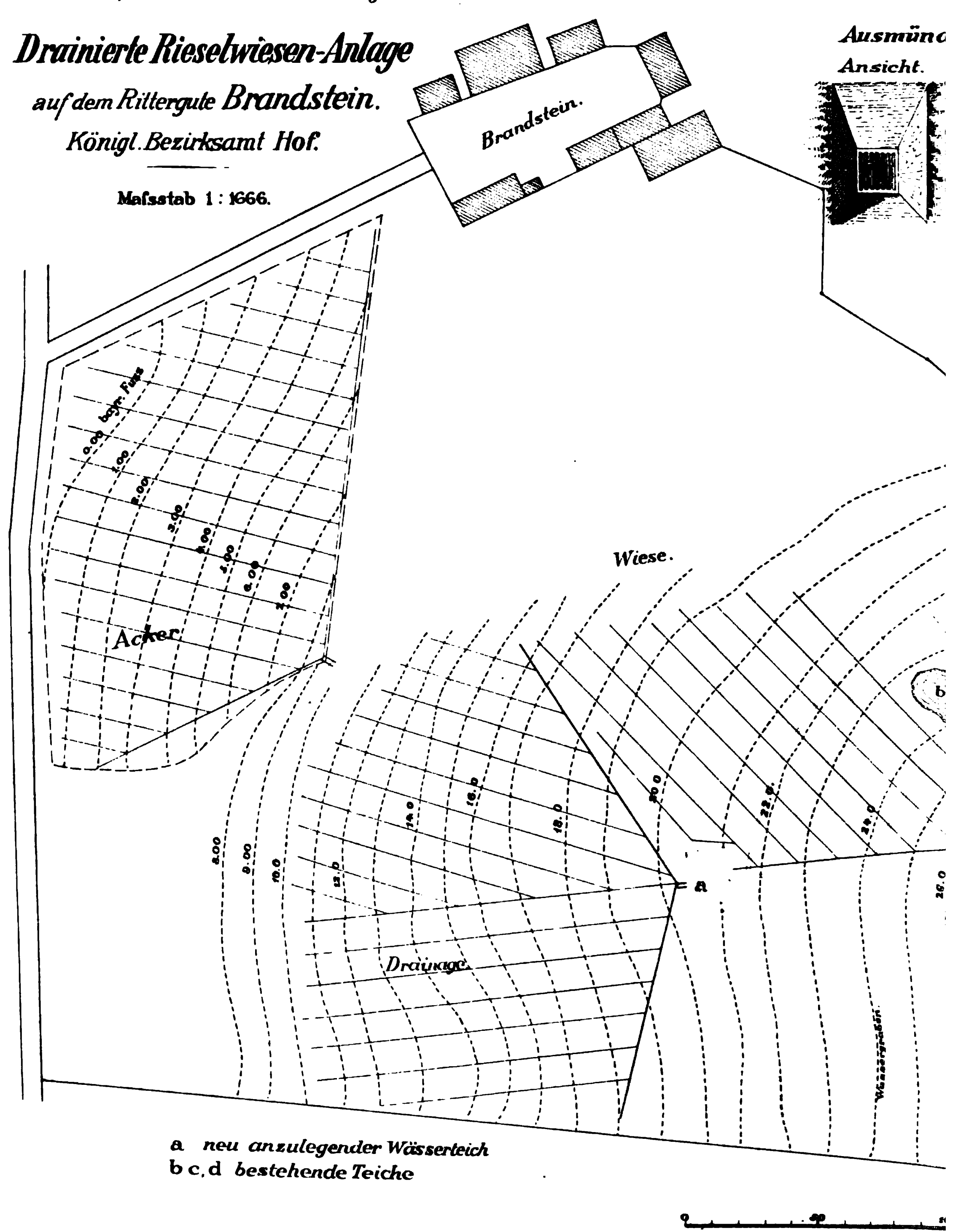


Verlag von Paul Parey

n Itzflusse bei Baunach.

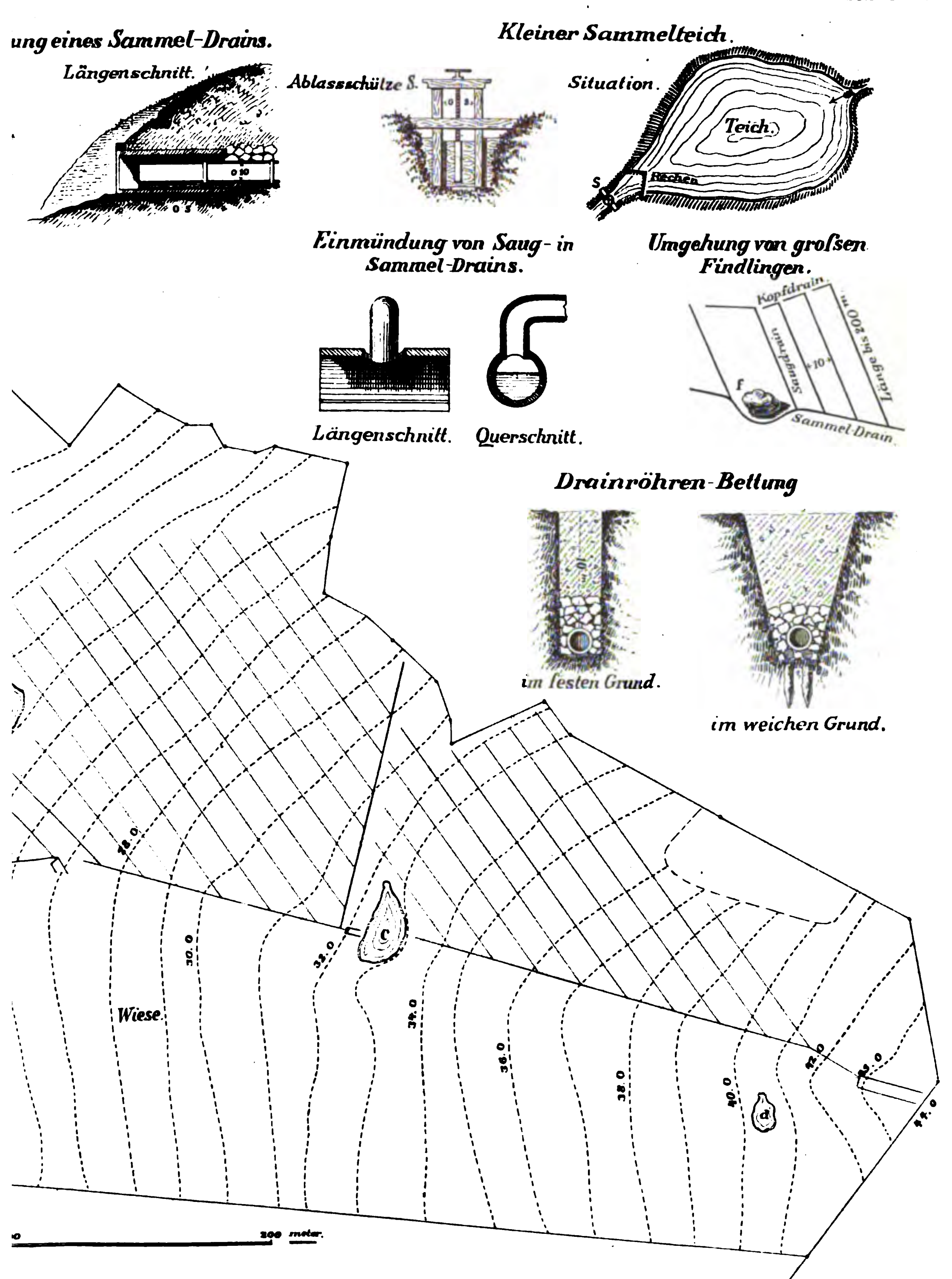


ı Berlin SW. Hedemannstr. 10.



a neu anzulegender Wässerteich
b c, d bestehende Teiche

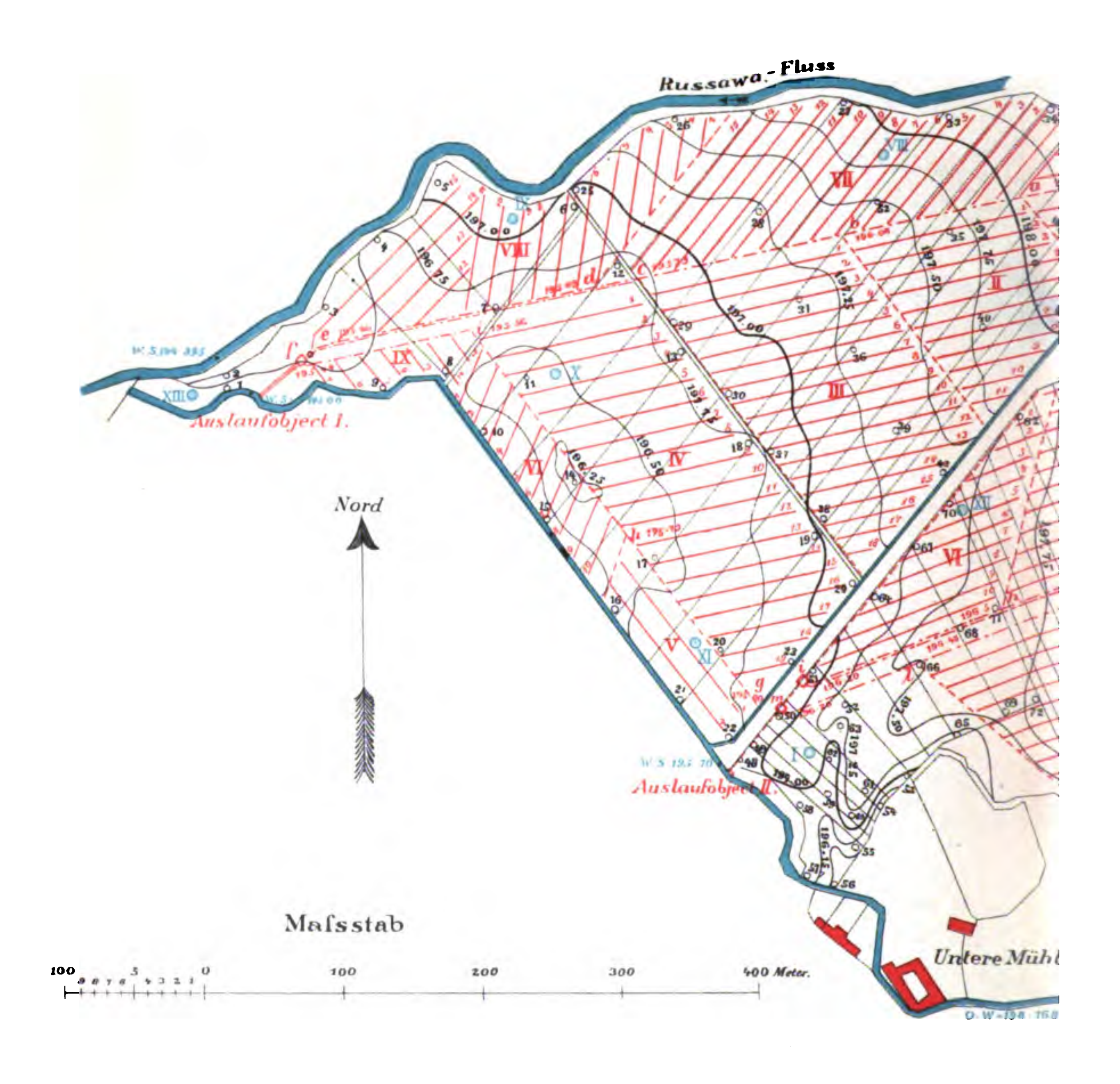
Verlag von Paul Parey in



Berlin SW. Hedemannstr. 10.

Drainageanlag

(Mäh

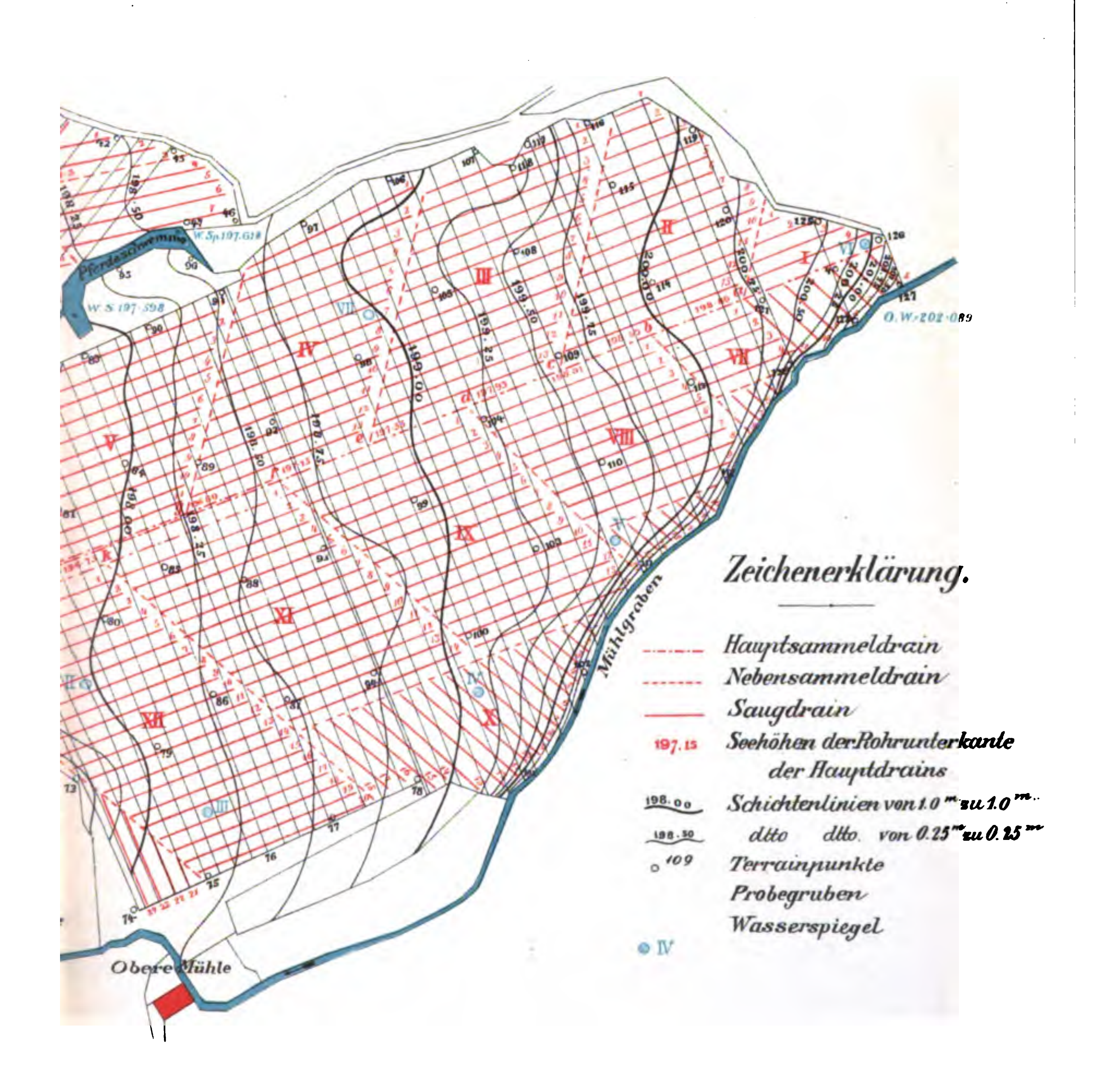


Verlag von Paul Parey in B

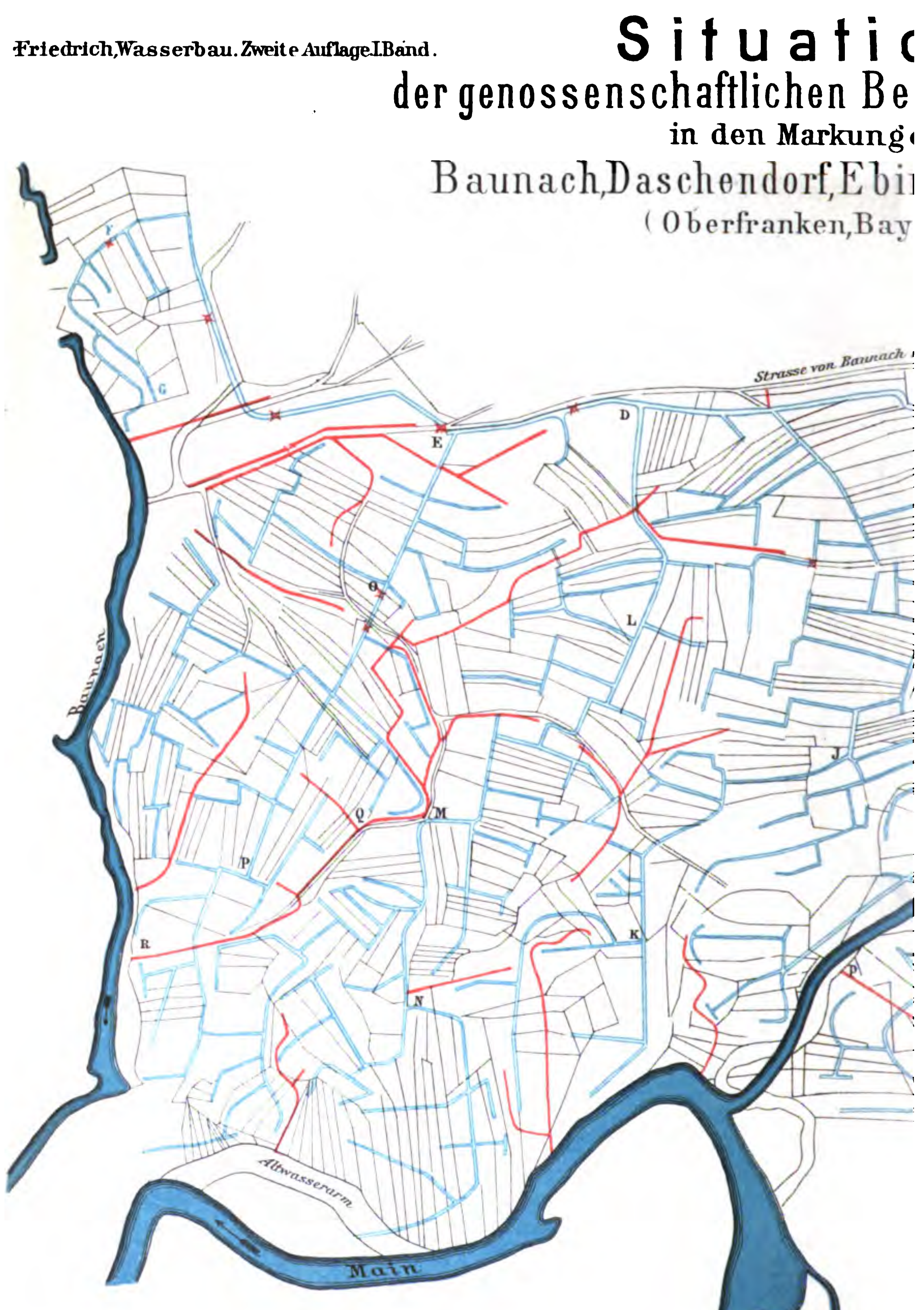
Tafel XIII.

; in Střebetitz.

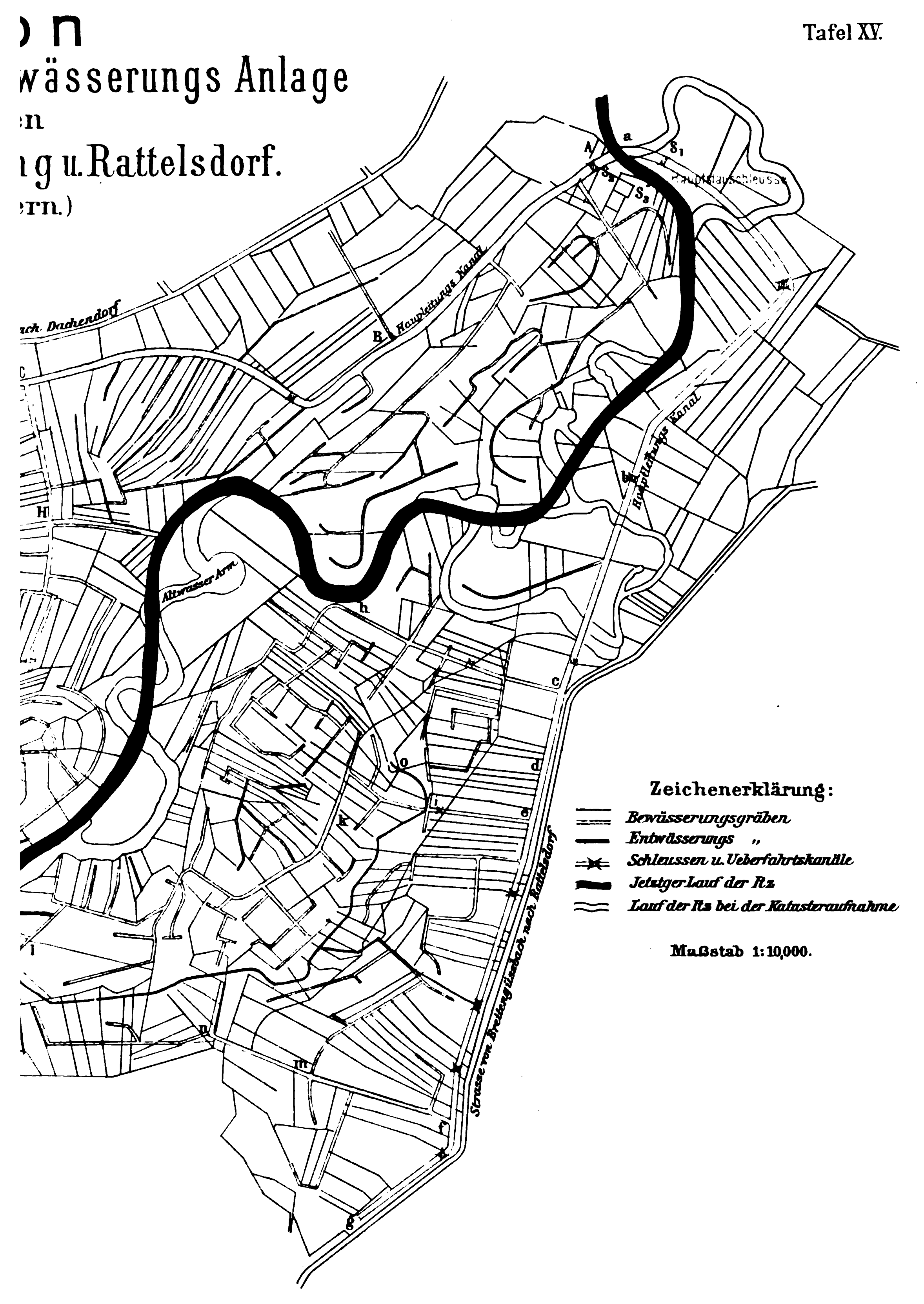
·en)



erlin SW. Hedemannstr. 10.



Verlag von Paul Parey in B

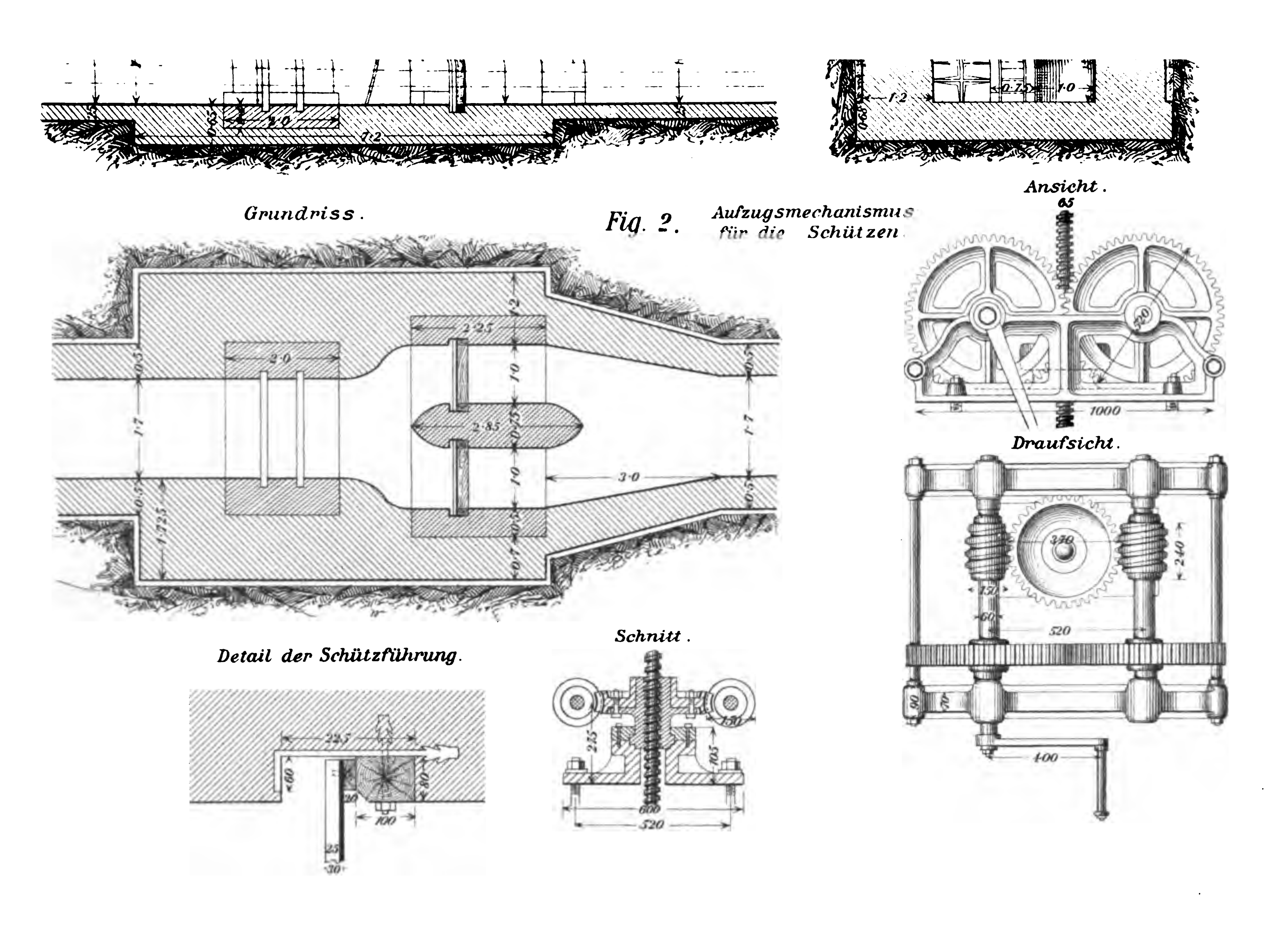


rlin SW. Hedemannstr. 10.

Bewässerungs-Kanal v. Manosque.

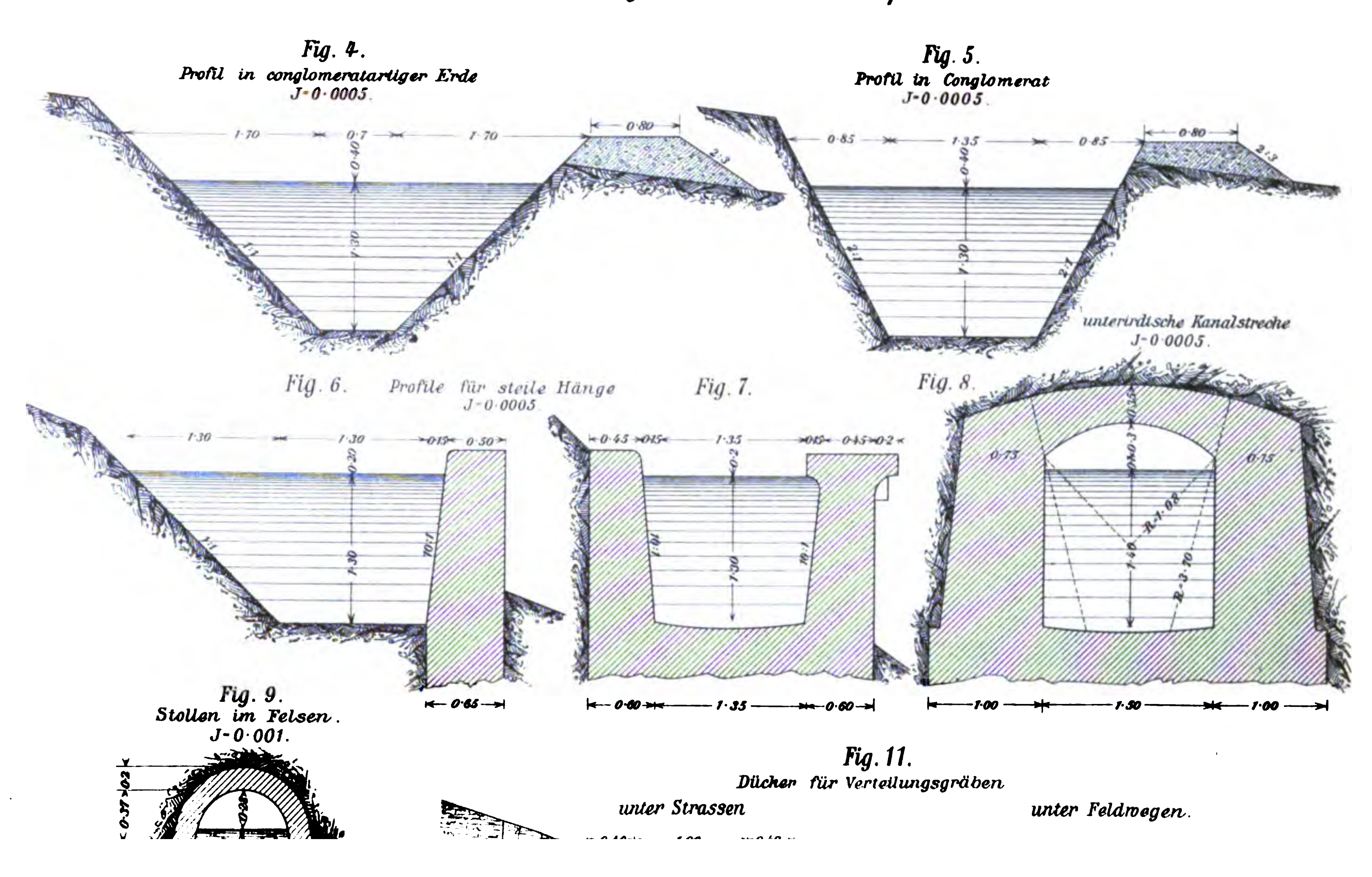
Einlass – Schleusse.

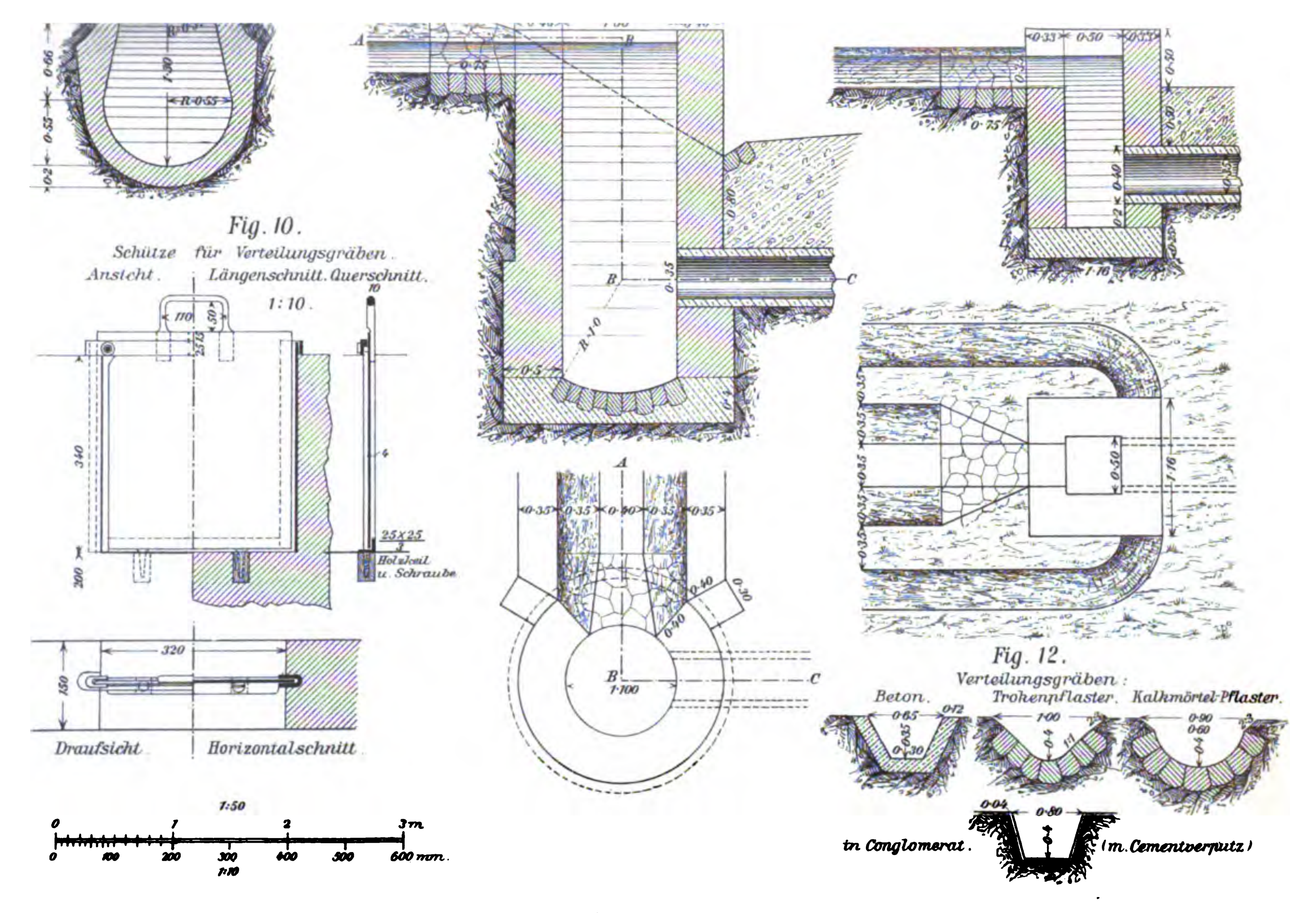
Fig. 1.



Verlag von Paul Parey in Berlin SW. Hedemannstr. 10.

Bewässerungs-Kanal v. Manosque.





Verlag von Paul Parey in Berlin SW. Hedemannstr. 10

Bewässerungs-Ka

Fig. 13. Syphon

Längenpr

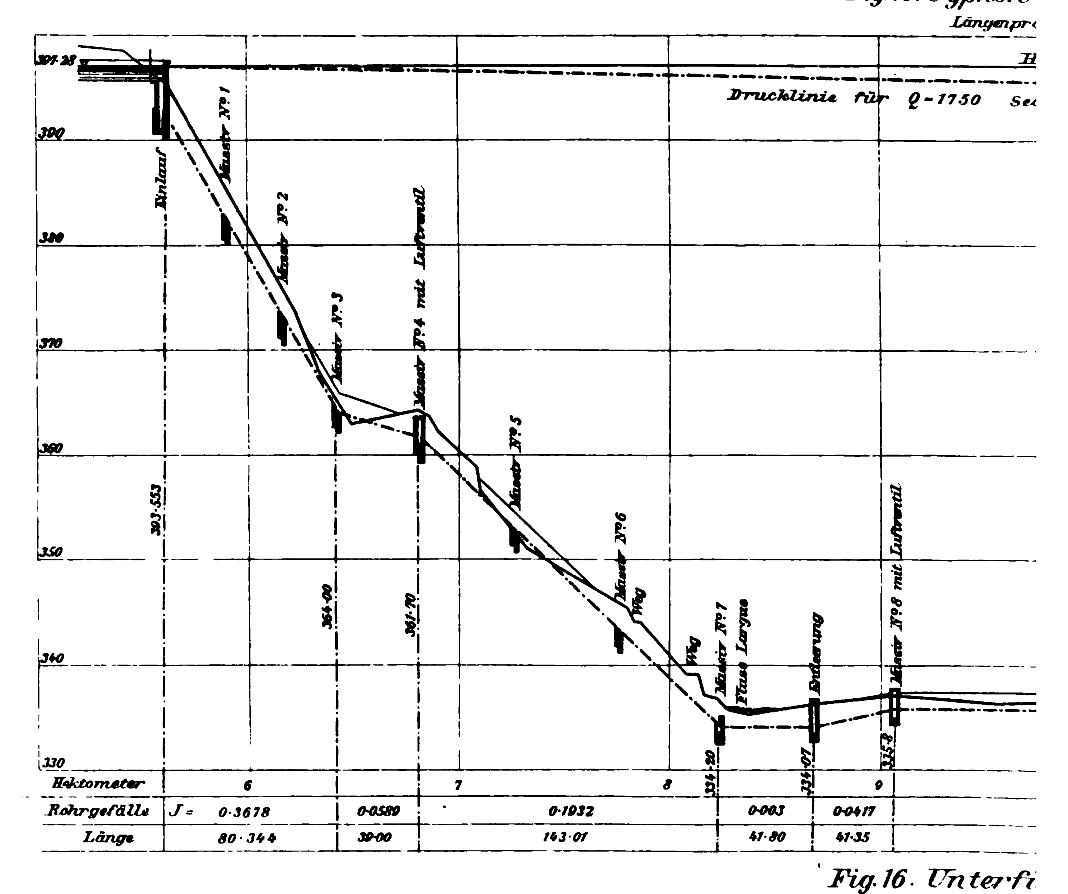


Fig. 16. Unterf

Schnitt senkrecht zur Axe

Draufsicht.

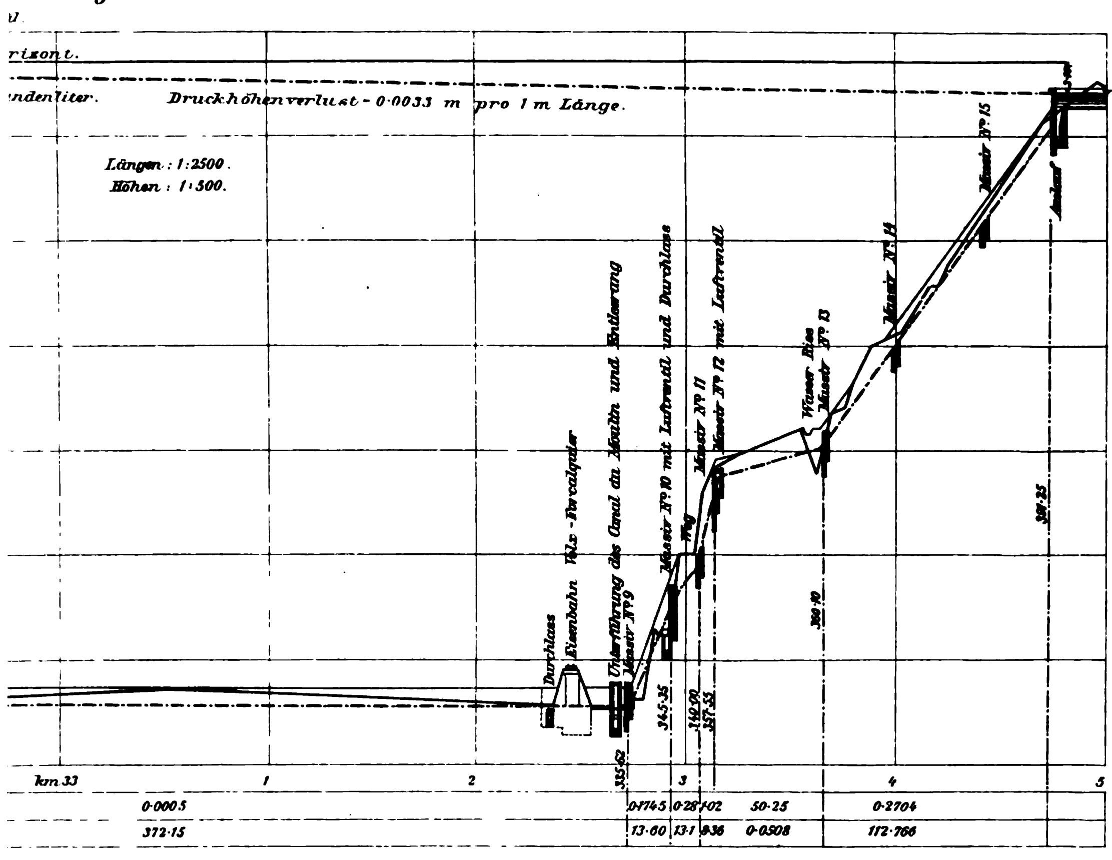
Fig. 14. Massiv (Schwelle) No 11 mit Luftventil.

Längenschnitt

Verlag von Paul Parey in

al v. Manosque.
du Largue.

Tafel XVIII.



ührung des Canal du Moulin und Entleerung.

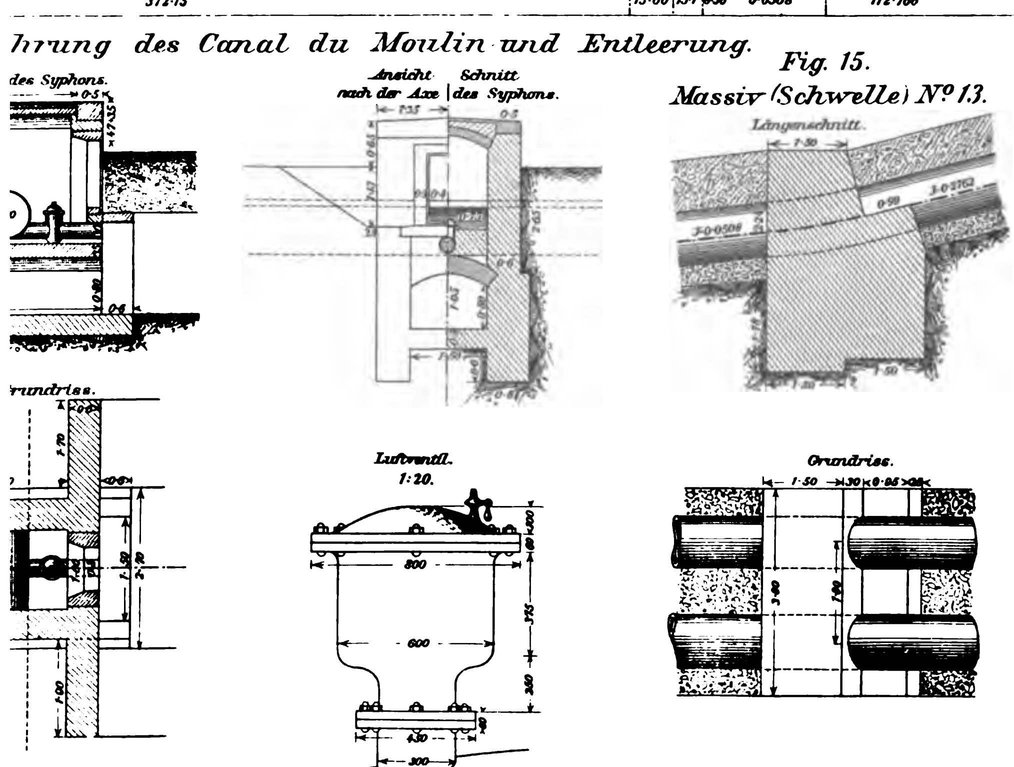


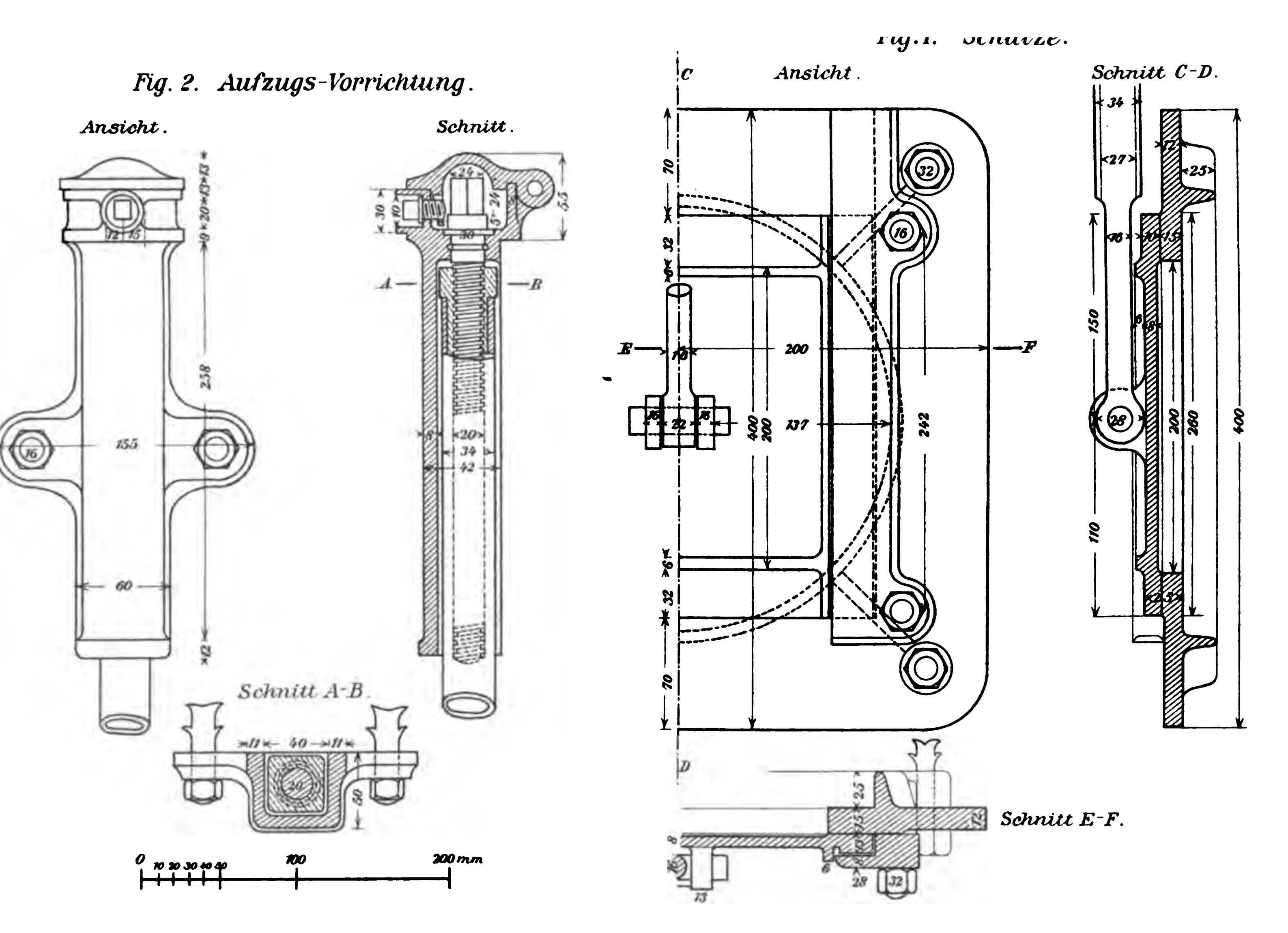
Fig. 15.
Massiv (Schwelle) No 13.

Berlin SW. Hedemannstr 10

Bewässerungs-Kanal v. Manosque.

Fig. 3.

Sekundärkanal-Schleuse mit Aichbassin.



Verlag von Paul Parey in Berlin SW. Hedemannstr. 10.

Friedrich, Wasserbau. Zweite Auflage. I. Band.

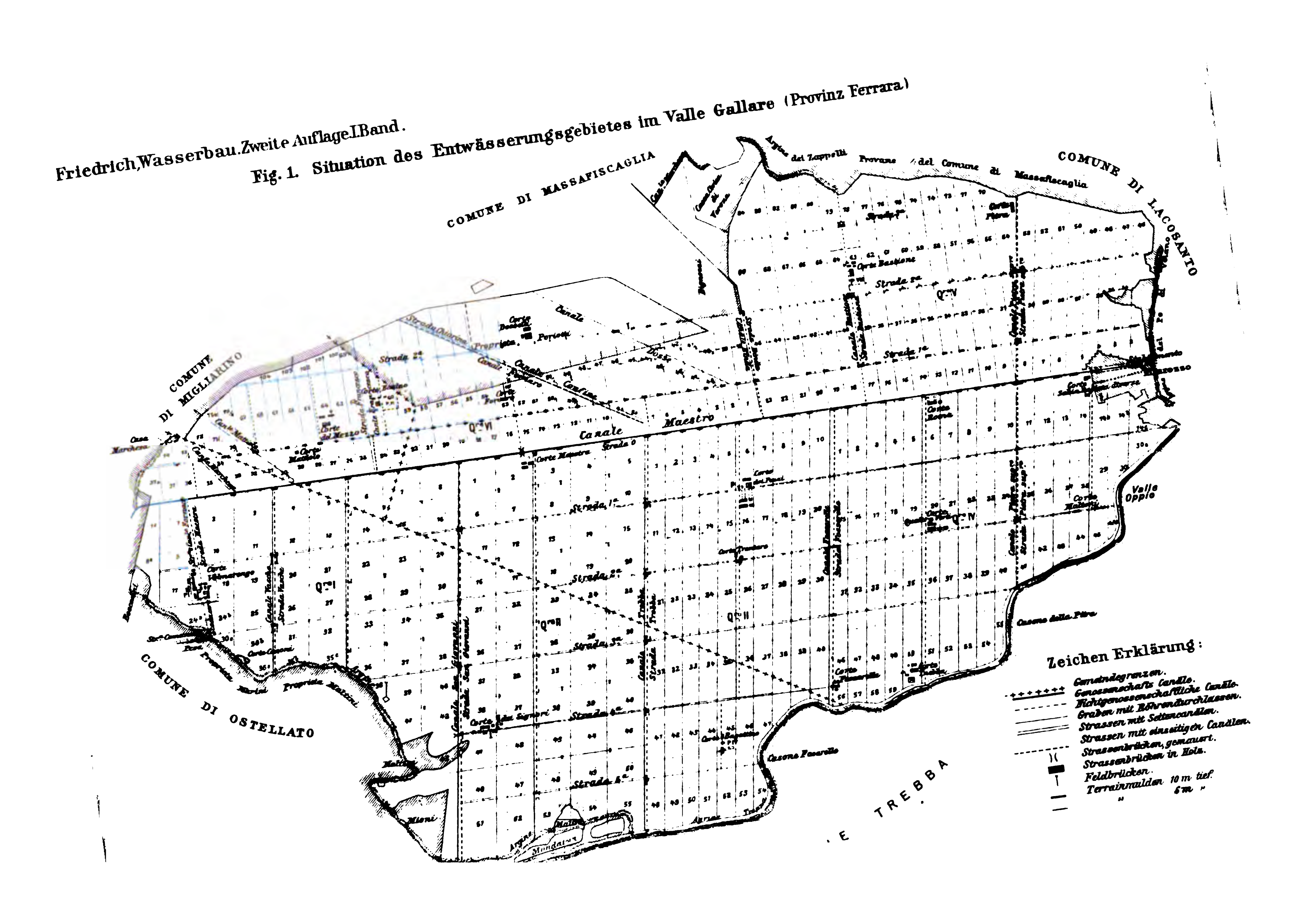


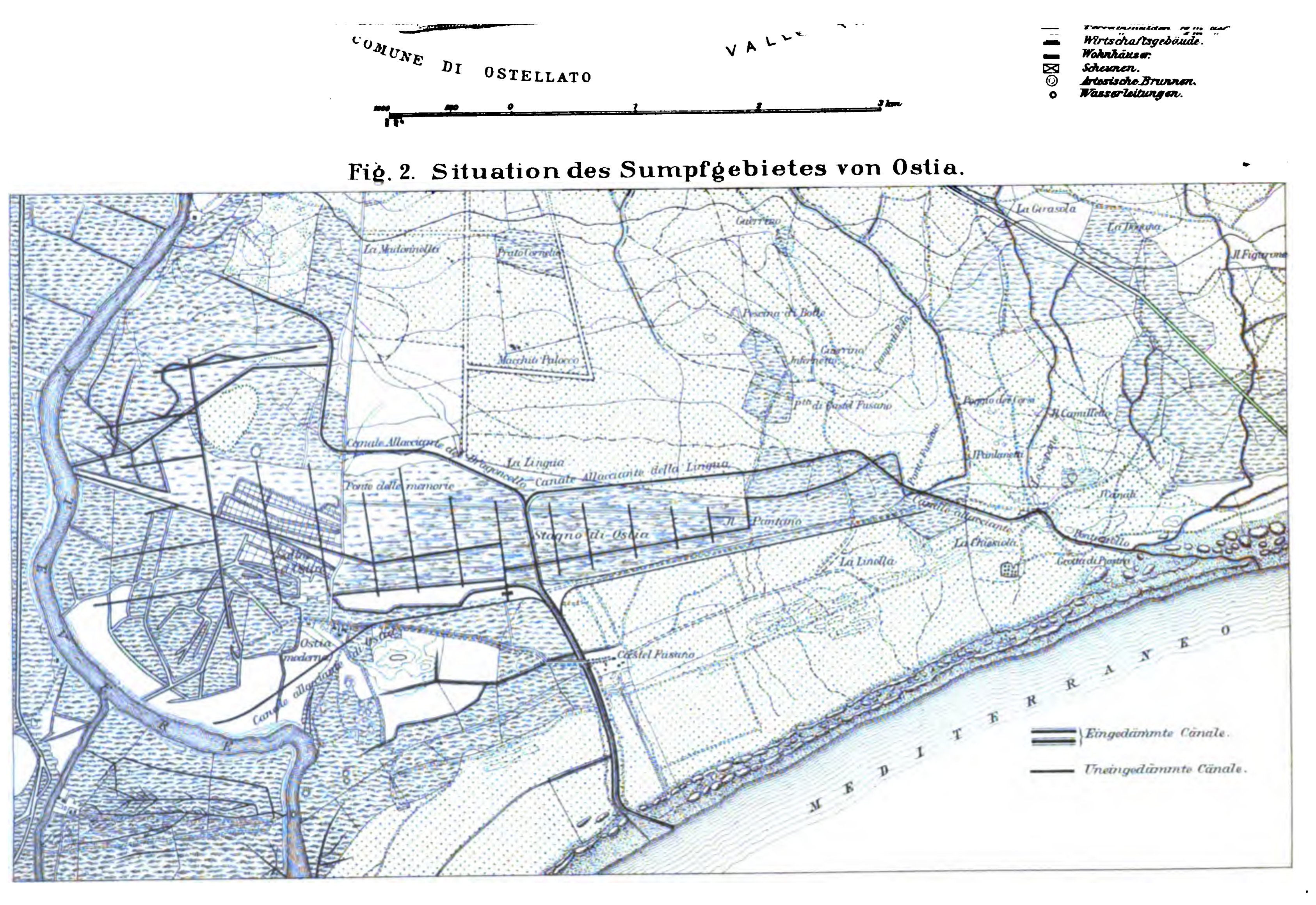
Fig. 1. Situation des Entwässerungsgebietes im Valle Gallare (Provinz Ferrara)

COMUNE DI OSTELLATO

VALLE

Wirtschaftsgebäude.
Wohnhäuser.
Scheunen.
Artesische Brunnen.
Wasserleitungen.

Fig. 2. Situation des Sumpfgebietes von Ostia.



Verlag von Paul Parey in Berlin SW. Hedemannstr. 10.

Kolmations Anla

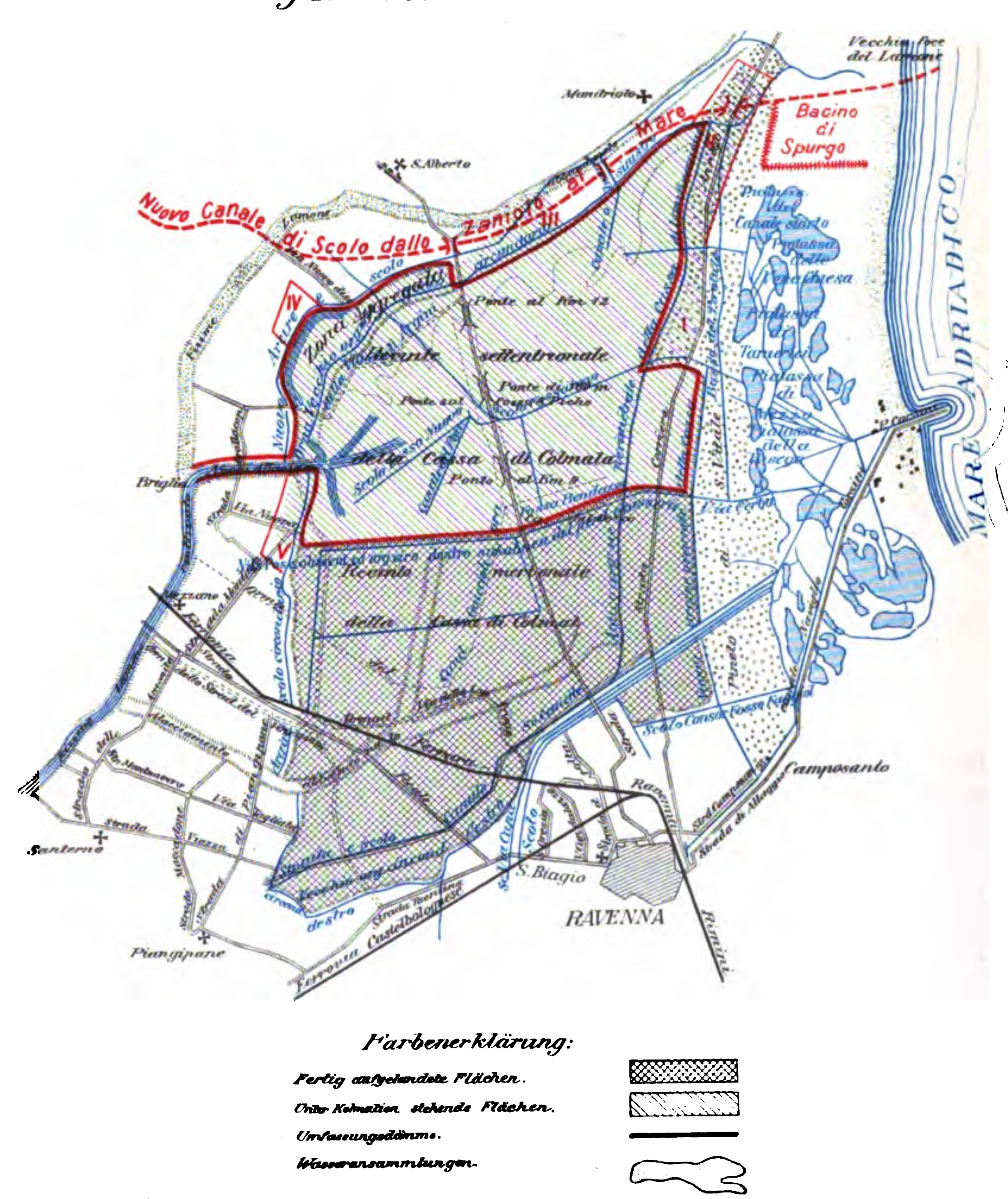
Fig. 1. *Zustand im Jahre 1840.*

Verlag von Paul Parey ir

Tafel XXI.

lage von Ravenna.

Fig. 2. Zustand im Jahre 1904.



Berlin S.W. Hedemannstr. 10

